



UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI PADOVA

DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA CIVILE, EDILE E AMBIENTALE

Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile - indirizzo Strutture

TESI DI LAUREA MAGISTRALE

**ATTREZZATURE E TECNICHE COSTRUTTIVE PER
PONTI DI CALCESTRUZZO ARMATO GETTATI IN
OPERA**

**EQUIPMENT AND CONSTRUCTION TECHNIQUES FOR BRIDGES OF
REINFORCED CONCRETE CAST IN SITU**

Relatore: Prof. Ing. Claudio Modena

Laureando: Alberto Tessari

matricola n. 1061237

ANNO ACCADEMICO 2014/2015

Ringraziamenti

Ringrazio il Prof. Ing. Claudio Modena per aver accettato di tenermi in tesi avvallando le mie decisioni e per la cordialità, gli utili consigli che mi ha fornito e per la fiducia che ha dimostrato nei miei confronti nel corso dello svolgimento del presente lavoro.

Ringrazio il Direttore Generale della Brand Italia SpA sig. Giuseppe Maran per avermi aperto le porte dell'azienda e dato quindi un aiuto in un momento per me molto difficile; ringrazio inoltre tutte le persone che in essa vi lavorano, in particolare Giovanni e Mauro per la disponibilità e prontezza che hanno avuto nel fornirmi spiegazioni, chiarimenti e materiale, ma anche Andrea, Flora, Emanuele, Paolo, Roberto, Mohammed, Franco e Ivano per avermi fatto sentire sempre a mio agio e facente parte integrante del loro gruppo di lavoro.

Ringrazio i compagni di Università, con i quali ho condiviso momenti importanti del mio percorso formativo: grazie al mio storico compagno, non soltanto di Università ma anche di scuola superiore, Nicolò per avermi sempre fatto compagnia e per le ottime collaborazioni; grazie a Nicola, Michele e Gabriele (e a tutti i compagni recenti o meno che adesso non mi vengono in mente) per l'amicizia che si è creata e per gli aiuti ed i confronti vicendevoli; grazie infine a Valentina che, nonostante l'unico anno di corsi trascorso assieme, ha sempre avuto un pensiero per me e ha dimostrato interesse in quello che facevo, vista l'amicizia che si era instaurata tra noi dalle scuole superiori.

Grazie anche a tutti i miei ex compagni di scuola superiore, media ed elementare per aver riempito di amicizia e compagnia la gran parte della mia vita.

Grazie a tutti i docenti universitari e professori scolastici che hanno arricchito il mio curriculum formativo e bagaglio culturale e che mi hanno aiutato a crescere e maturare: in particolare, vorrei citare di persona il prof. Roberto Schiavon, la prof.ssa Rossella Cecchinato, la prof.ssa Donatella Marchiori, la prof.ssa Roberta Bastianello, il prof. Maurizio De Tina, la prof.ssa Stefania Franco, il prof. Roberto Berti, il prof. Renato Martin, e le maestre Fiorenza ed Elisabetta.

Ringrazio tutto il gruppo animatori (delle parrocchie di S. Maria Maddalena e S. Pietro) ed i suoi membri attuali e non per le sempre nuove opportunità di crescita e di confronto che mi offre.

Ringrazio gli attuali ragazzi del gruppo delle superiori ed i miei ex "animati" per avermi donato in questi sei anni di animazione i loro pensieri, i loro sorrisi, i loro dubbi e le loro gioie, condividendoli con me e con gli animatori che mi hanno affiancato.

Ringrazio di cuore tutti gli amici (vicini e lontani, conosciuti negli ultimi anni, di recente o frequentati fin dall'infanzia e dall'adolescenza) per aver sopportato le mie assenze ed i miei lati negativi, per essersi interessati a ciò che facevo e per avermi sempre fatto compagnia; in particolare, ringrazio di cuore i miei amici più cari, "i fioi" Marco, Elia, Michele, Giacomo, Federico e Federico perché mi cercano continuamente e senza di loro non saprei dove andare o cosa fare.

Grazie ai miei parenti, soprattutto a zio Mario, a zio Renzo e a zia Sandra per il loro affetto, la loro stima e il loro interesse, e a mio cugino Marco, per essere stato, soprattutto da più piccolo, quel fratello minore che non ho mai avuto.

Grazie ai nonni che non ci sono più e che sicuramente mi sostengono ed aiutano da quel bellissimo posto che si trova lassù; il mio pensiero va soprattutto a nonna Ada, l'unica che ho veramente conosciuto e di cui conservo un bellissimo ricordo nel cuore, perché so che uno dei suoi più grandi desideri era quello che completassi i miei studi: spero di averla resa felice ed orgogliosa.

Il ringraziamento più sentito ed importante va però alla mia famiglia: mamma, papà, Elena e Riccardo.

Grazie a Riccardo per essere un cognato, anzi un amico con cui mi posso liberamente confidare e sul quale posso sempre contare per qualsiasi bisogno.

Grazie ad Elena, la sorella migliore del mondo, che mi dimostra in continuazione il suo incondizionato amore, che mi dà senza fine utili e mai banali consigli, che si preoccupa sempre di me e di quello che mi succede e che tra qualche mese mi regalerà quella che sarà sicuramente la gioia più grande della mia vita, ossia un nipotino.

Grazie a mamma e papà, le due colonne portanti della mia vita senza le quali non avrei mai combinato niente, per non avermi mai fatto mancare nulla e avermi donato amore, stima, rispetto, sostegno ed aiuto nei momenti belli così come nei periodi più bui, soprattutto in questi ultimi mesi. Grazie a papà, per aver lavorato ed essersi sacrificato così a lungo, in silenzio, senza mai lamentarsi solo per permettermi di raggiungere questo traguardo. Grazie a mamma, per avermi fatto trovare sempre tutto pronto solo per facilitarmi lo studio e per essere la mia prima "valvola di sfogo" e fonte di supporto, nonostante sia lei quella che ne ha più bisogno visti gli avvenimenti di questi ultimi anni.

Grazie, infine, a Colui che è sempre al mio fianco, che mi indica la retta via e che mi dona forza, sostegno e gioia di vivere.

Alberto Tessari

Oriago, 15 Aprile 2015

*A mamma, papà ed Elena,
le persone più importanti della mia vita
senza le quali sarei perso*

INDICE

INTRODUZIONE	1
Cap. 1 - CONSIDERAZIONI GENERALI SUI PONTI	5
1.1. Parti di un ponte	7
1.2. Classificazione dei ponti e vincoli progettuali	8
1.2.1. Sulla base dell'ostacolo sovrappassato	8
1.2.1.1. Ponti	8
1.2.1.2. Viadotti	12
1.2.1.3. Sovrappassi e sottopassi	14
1.2.1.4. Strade e ferrovie sopraelevate	14
1.2.2. Sulla base della via servita	15
1.2.2.1. Ponti stradali di 1° categoria	15
1.2.2.2. Ponti stradali di 2° categoria	15
1.2.2.3. Passerelle pedonali	15
1.2.2.4. Ponti ferroviari	15
1.2.2.5. Ponti canale	16
1.2.3. Sulla base del materiale impiegato	17
1.2.4. Sulla base dello schema statico	17
1.2.4.1. Ponti a travata	17
1.2.4.2. Ponti a sbalzo	24

1.2.4.3. <i>Ponti a telaio</i>	24
1.2.4.4. <i>Ponti a struttura reticolare</i>	25
1.2.4.5. <i>Ponti a piastra</i>	26
1.2.4.6. <i>Ponti ad arco</i>	27
1.2.4.7. <i>Ponti collaboranti arco-trave</i>	29
1.2.4.8. <i>Ponti strallati</i>	29
1.2.4.9. <i>Ponti sospesi</i>	30
1.3. <i>Considerazioni riassuntive</i>	31
Cap. 2 - I PONTI STRALLATI E I LORO METODI DI COSTRUZIONE	33
2.1. <i>Schema statico e configurazione degli stralli</i>	35
2.2. <i>Gli schemi strutturali ed il comportamento statico</i>	44
2.3. <i>Sezioni di impalcato</i>	51
2.4. <i>Geometria dei piloni</i>	54
2.5. <i>Tipi di stralli e loro connessioni</i>	60
2.5.1. <i>Funi spiroidali</i>	60
2.5.2. <i>Cavi ad elementi paralleli</i>	61
2.5.3. <i>Guaine e protezioni anticorrosive</i>	61
2.5.4. <i>Connessioni ed ancoraggi degli stralli</i>	62
2.5.4.1. <i>Ancoraggio del singolo strallo</i>	62
2.5.4.2. <i>Connessione tra strallo ed impalcato</i>	67
2.5.4.3. <i>Connessione tra spalla e pilone</i>	69
2.6. <i>Procedimenti costruttivi</i>	72
2.5.1. <i>Costruzione dei piloni</i>	75
2.5.1.1. <i>Casseforme rampanti</i>	78
2.5.2. <i>Montaggio degli stralli</i>	80
2.5.3. <i>Costruzione dell'impalcato</i>	84
Cap. 3 - METODI DI COSTRUZIONE DI PONTI IN CALCESTRUZZO ARMATO GETTATI IN OPERA	95
3.1. <i>Costruzione per campate successive - travate continue</i>	98
3.2. <i>Costruzione a sbalzo per conci</i>	98
3.2.1. <i>Tecniche costruttive</i>	98
3.2.2. <i>Schema statico finale</i>	100
3.2.3. <i>Scelta della sezione trasversale</i>	101

3.2.4. Criteri di calcolo	101
3.2.5. Problemi geometrici	102
3.3. Costruzione "a spinta"	104
3.4. Costruzione degli altri elementi strutturali	105
Cap. 4 - MERSEY GATEWAY BRIDGE, LIVERPOOL (2014 - in costruzione)	107
4.1. Descrizione generale del ponte	110
4.2. Realizzazione	116
4.2.1. Costruzione delle pile	117
4.2.1.1. Descrizione del cassero a trave e caratteristiche meccaniche dei suoi componenti	125
4.2.1.2. Descrizione del sistema di rampata CS240L	134
4.2.1.3. Dimensionamento del cassero a trave per il getto della pila	141
4.2.2. Costruzione dei pulvini	146
4.2.2.1. Descrizione dell'attrezzatura di tipo HSB	155
4.2.2.2. Descrizione del cassero a telaio	159
4.2.2.3. Descrizione del cassero per solai a tavoli e travi di legno	163
4.2.2.4. Dimensionamento del cassero per i solai dei pulvini del ponte	165
4.2.3. Costruzione delle antenne	169
4.2.3.1. Descrizione del sistema di autorampata SCF	177
4.2.3.2. Il problema del vento nei sistemi di rampata	182
4.2.4. Costruzione dell'impalcato	193
4.2.4.1. Costruzione dei conci in testa pila	195
4.2.4.2. Descrizione del sistema di puntellazione GASS	200
4.2.4.3. Descrizione delle travi a media portata T30	204
4.2.4.4. Costruzione dell'impalcato vero e proprio	205
Cap. 5 - PONTE SUL FIUME ADDA A MANTELLO, SONDRIO (2004 - 2006) ...	213
5.1. Descrizione generale del ponte	214
5.2. Realizzazione	222
5.2.1. Costruzione del pulvino	224
5.2.1.1. Descrizione del sistema di rampata KK	228
5.2.2. Costruzione dell'impalcato	232
5.2.2.1. Descrizione delle travi ad alta portata T50	240
5.2.2.2. Verifica delle travate reticolari di sostegno per il ponte sull'Adda	244
5.2.3. Costruzione delle antenne	246

CONCLUSIONI.....	253
ALLEGATO A: SCHEDE TECNICHE CARRI GETTO CONCI A SBALZO E CENTINE AUTOVARANTI.....	257
ALLEGATO B: ESEMPI DI CALCOLO FORZE DA VENTO SU PUNTELLI DI PIOMBATURA	265
ALLEGATO C: TABELLE DI CARICO E DATI STATICI PER CASSERO A TRAVE, PUNTELLAZIONE DI SOSTEGNO HSB, PUNTELLI DI SOSTEGNO CASSERO PER SOLAI ...	271
BIBLIOGRAFIA	281

*“Mamma diceva sempre:
la vita è uguale a una scatola di cioccolatini,
non sai mai quello che ti capita!”*

[Tom Hanks, tratto dal film *Forrest Gump*, 1994]

INTRODUZIONE

Quando si medita sul campo dell'ingegneria si pensa automaticamente, come è logico, alla progettazione come attività principale, e quindi agli studi preliminari, alla fase di calcolo e verifica e infine alla produzione dei disegni e dei particolari dell'opera in oggetto da realizzare. Un'infrastruttura o un edificio, tuttavia, non deve essere soltanto progettata a tavolino, ma deve essere anche costruita concretamente nella realtà.

È vero che il compito di un progettista termina alla sola progettazione, ma se questa figura professionale non tiene conto in alcun modo anche della fase costruttiva di ciò che ha calcolato potrebbe venire incontro a delle problematiche di cantiere, dovute ad esempio al tipo di struttura stessa o al territorio in cui questa è collocata, che potrebbero causare la necessità di apportare modifiche o varianti in corso d'opera ad alcune parti della struttura concepita o, come nella maggior parte dei casi, l'aumento vertiginoso dei costi di costruzione dovuto all'esigenza forzata di utilizzare attrezzature particolari, speciali e, proprio per questo, molto costose.

Come spiega La Creta in *La Tecnologia dell'Architettura: cronache e storia* «l'idea generatrice va sostanziata di verifiche che ne accertino non solo la rispondenza alle necessità che l'hanno determinata, ma anche la realizzabilità e quindi la coerenza tra scelte formali, scelte tecniche e risorse disponibili nel contesto territoriale»; queste verifiche, che fanno allora del progetto un percorso tutt'altro che lineare, possono trasformare l'idea originaria senza perderne gli obiettivi, a condizione di padroneggiare

il rapporto tra teoria e prassi, tra ideazione ed esecutività. «D'altra parte - continua La Creta - la concretezza dell'ingegneria nega ogni possibilità di separazione tra la sua forma e il modo di darle quella concretezza, ogni dicotomia tra l'idea formale e la concezione del come realizzarla, perché una forma determinata senza la contemporanea definizione delle sue modalità costruttive, ossia prescindendo dalle specifiche soluzioni tecniche, rischia la sua stessa irrealizzabilità, quanto meno nei termini in cui era stata ideata. Esiste infatti un rapporto biunivoco di compatibilità tra forma e tecnica costruttiva, poiché la forma acquista la giusta consistenza solo attraverso una tecnica capace di darle materialità senza snaturarne l'essenza; e la tecnica può dare appropriata concretezza a una forma solo se questa è pensata in funzione della sua realizzabilità. E nel rapporto di complementarità le tecniche costruttive possono assumere non solo il ruolo di verifica realizzativa, ma anche quello di incentivo al perseguimento di soluzioni innovative. Il "mestiere" dell'ingegnere richiede, pertanto, sia la conoscenza e la padronanza degli strumenti e dei metodi idonei a intervenire correttamente nelle trasformazioni ambientali, sia la competenza per gestire e integrare le diverse specificità concorrenti alla risoluzione qualitativa.»

È quindi chiaro che la progettazione, fra l'altro, non può essere disgiunta dalla conoscenza delle tecniche costruttive, di qualsiasi tipo di struttura si tratti, e che un buon progettista dovrebbe possedere almeno le conoscenze base di questi metodi.

Il ponte è, da sempre, l'espressione più alta dell'arte del costruire di una civiltà. Un ponte è una struttura utilizzata per superare un ostacolo, naturale o artificiale, che si antepone alla continuità di una via di comunicazione. Sono normalmente costruzioni dell'uomo per l'attraversamento di fiumi, arterie stradali e valli, di particolare importanza a tal punto che il Decreto Ministeriale fondamentale per la progettazione di qualsiasi struttura, noto come "*Norme Tecniche per le Costruzioni*", del 14 Gennaio 2008 ne dedica un capitolo intero, il capitolo 5, al loro studio e definizione; su di essi la gente può camminare o viaggiare in un veicolo per varcare un ostacolo sottostante. I ponti naturali invece non sono altro che il risultato di fenomeni della natura. Il primo ponte fu probabilmente un semplice tronco d'albero caduto per caso fra le due rive di un fiume; quando gli uomini si resero conto della sua utilità, avranno aggiunto un altro tronco parallelamente in modo da far passare carichi notevoli.

Col tempo, quindi, i ponti sono stati sempre più perfezionati e differenziati per renderli ancora più utili ed efficienti. Questo ha portato ad avere, oggi giorno, una grandissima varietà di ponti differenti, che si distinguono tra loro per il materiale di cui sono fatti, per il loro schema statico o per altri fattori minori che verranno descritti in modo dettagliato nel primo capitolo della presente tesi. Tra questi, si possono mettere in evidenza un tipo di ponte molto particolare, i cosiddetti ponti strallati, in quanto facenti parte di una categoria più ampia, i ponti a fune, così chiamati perché sostenuti da numerosi cavi anziché da strutture a sviluppo verticale; questo stratagemma fa sì inoltre che questi ponti siano particolarmente graditi a livello estetico, oltre che molto adatti per ricoprire grandi luci. Questo tipo di ponte sarà quello che viene preso principalmente in considerazione negli esempi di questo volume; per cui nel secondo capitolo verranno esposti in dettaglio e caratterizzati approfonditamente a seconda del loro comportamento e funzionamento.

I ponti ormai sono diventati strutture, per così dire, di dominio pubblico: infatti basti pensare che sulla sola rete autostradale italiana sono presenti oltre 4200 opere maggiori tra ponti, viadotti e gallerie che ne costituiscono, in estensione, più del 12%¹; per la realizzazione di un ponte moderno è necessaria una somma di competenze che vanno dalla conoscenza approfondita dei materiali e dei mezzi d'opera a quella dei più sofisticati metodi di calcolo. Conoscere quindi almeno le tecniche costruttive di base deve essere un requisito fondamentale per ogni progettista; se poi il ponte in questione assume una struttura molto particolare, come nel caso dei ponti strallati, sapere in quale modo esso può essere costruito deve essere indispensabile.

Prima di considerare le tipologie costruttive tipiche del sistema preso in esame in questa tesi ed i relativi procedimenti esecutivi, occorre allora premettere che nella progettazione dei ponti è fondamentale la scelta delle tipologie costruttive secondo una visione unitaria che comprenda gli aspetti tecnici, economici ed estetici. Con questo spirito si può intravedere nel prossimo futuro uno sviluppo dei ponti in calcestruzzo armato secondo tipologie sempre più razionali e differenziate nei riguardi dei sistemi costruttivi impiegati in relazione al livello di produttività consentito dalle attrezzature.

L'obiettivo di questo volume è proprio quello di descrivere quelli che sono le attrezzature, i procedimenti, le tecniche costruttive utilizzate per la realizzazione dei

¹ Fonte Autostrade per l'Italia, in:
<http://www.autostrade.it/it/tecnologia-sicurezza/sicurezza/manutenzione-di-ponti-viadotti-e-gallerie>.

ponti in calcestruzzo armato gettati in opera, ed in particolare quelli strallati, poiché sono i più complicati visto che i loro elementi costitutivi, anziché essere prefabbricati come ad esempio nel caso di quelli in acciaio, devono essere prodotti in cantiere e richiedono quindi la fornitura di casseforme adatte e attrezzature particolari. Per perseguire questo scopo, quindi, dopo aver descritto nella parte finale del secondo capitolo i metodi di costruzione dei ponti strallati elemento per elemento e nel terzo capitolo, in linea generale, quelli che sono i procedimenti costruttivi comuni dei ponti in calcestruzzo armato gettati in opera, nel quarto e nel quinto capitolo si andranno a portare due esempi di ponti strallati per così dire agli antipodi, e se ne descriveranno i relativi metodi costruttivi e le attrezzature utilizzate, in modo tale da cercare di fornire un quadro il più possibile completo delle dotazioni e delle tecniche realizzative che si adottano per risolvere le problematiche che si possono incontrare durante la fase di costruzione dei ponti, strallati ma non solo, in calcestruzzo armato gettati in opera.

Le attrezzature, le dotazioni costruttive e le tecniche che verranno descritte nel prosieguo e negli esempi di questo volume sono quelle facenti parte dell'ampia gamma di strumenti che offre un'azienda specializzata nel progetto, calcolo, erezione e disarmo di questi equipaggiamenti, la Brand Energy & Infrastructure Services, per la quale l'autore di questa tesi ha svolto uno stage lavorativo presso una delle filiali italiane della Brand Italia SpA. L'ampio portafoglio della Brand Energy & Infrastructure Services comprende infatti, fra l'altro, anche ponteggi ed attrezzature di accesso e casseforme e sistemi di puntellazione; l'obiettivo dello stage era quello di conoscere tutte queste attrezzature, comprendere il loro funzionamento e le loro potenzialità per capire conseguentemente quali problemi sono in grado di risolvere e prevenire/evitare, in modo tale da riportare tutte queste informazioni in modo chiaro e comprensibile al lettore attraverso gli esempi proposti. L'autore ringrazia l'azienda in questione per la disponibilità.

Capitolo 1

CONSIDERAZIONI GENERALI SUI PONTI

Dall'antichità fino agli inizi dell'800 l'unica forma di trazione conosciuta era quella animale che permetteva di avere strade molto "flessibili", cioè con pendenze longitudinali elevate e raggi di curvatura piccoli. Ciò consentiva alla strada di adagiarsi sul terreno naturale, per quanto accidentato esso fosse, e le uniche opere singolari erano i ponti necessari per superare i corsi d'acqua.

Il problema veniva risolto sempre con strutture ad arco, in pietra o mattoni, che permettevano di superare luci libere anche ragguardevoli, dell'ordine di 50 m. Alcuni di questi ponti esistono ancora, come il ponte romano di Rimini (Figura 1), quelli sul Tevere a Roma ed alcuni esempi di ponti medievali, ma la maggior parte è andata distrutta a causa dell'insufficienza delle fondazioni, specie quelle poste negli alvei, per mancanza di adeguate tecnologie di costruzione. Non si aveva infatti la possibilità di realizzare fondazioni profonde (pali o cassoni) e quindi le pile in alveo erano soggette a fenomeni di scalzamento che, nel caso di piene eccezionali, erano la causa prima dei crolli.



Figura 1. Ponte di Tiberio sul Marecchia a Rimini - 20 d.C.

Una vera e propria rivoluzione si ebbe nell'800 con l'avvento della ferrovia, che permette pendenze massime dell'ordine del 2÷3% (rispetto al 15÷20% della trazione animale) e raggi minimi elevati. La via non poté più poggiarsi sempre direttamente sul terreno e ciò comportò la necessità di superare grandi luci. Inoltre il peso dei veicoli transitanti sui ponti crebbe enormemente, passando da qualche quintale alle decine di tonnellate.

La realizzazione di queste opere fu resa possibile dalla contemporanea acquisizione di nuovi materiali da costruzione, quali la ghisa prima e l'acciaio laminato poi, nonché da nuove tecnologie di lavorazione.

Si ebbero così i primi ponti sospesi all'inizio dell'800 con luci superiori a 100 m, il ponte Garabit ad arco reticolare di 160 m progettato da Eiffel (Figura 2), per arrivare nel 1890 al ponte sul Firth of Forth con luce centrale di 530 m (Figura 3). Quest'ultimo costituisce anche un esempio di ricerca di un nuovo schema statico meglio rispondente ai nuovi materiali ed alle nuove esigenze, essendo il primo esempio di trave reticolare metallica tipo Gerber.



Figura 2. Il ponte Garabit (Eiffel)



Figura 3. Ponte sul Firth of Forth (Scozia) 1890

Una terza era nel campo dei ponti si è avuta in Italia intorno agli anni sessanta con la costruzione delle autostrade, nastri estremamente rigidi che hanno richiesto la realizzazione di numerosi viadotti. Ciò ha comportato la necessità di ridurre i costi il più possibile e quindi ha dato notevole sviluppo alla prefabbricazione ed alle tecniche di montaggio di tipo industriale, sfruttando al massimo le possibilità offerte dal cemento armato precompresso la cui tecnologia si è andata perfezionando parallelamente.

In questo periodo hanno avuto anche notevole sviluppo nuove tecniche di esecuzione di fondazioni profonde, quali pali di grosso diametro, fondazioni marine, ecc., che hanno permesso la costruzione di opere in zone considerate fino a poco tempo fa inaccessibili.

Attualmente nuovi temi ai progettisti ed ai costruttori sono forniti dalle numerose ed importanti realizzazioni richieste dai Paesi in via di sviluppo che spesso costringono ad operare in condizioni ambientali molto più difficili di quelle tradizionali.

In Italia, in via di completamento il programma autostradale, è da prevedersi un incremento delle costruzioni ferroviarie e delle strade o ferrovie urbane e suburbane sopraelevate. In questi casi, dati i vincoli imposti dal tessuto urbano e dall'alto costo delle aree, si tende a fare un unico viadotto il quale quindi non è più visto come un mezzo per superare un ostacolo singolo ma finisce per identificarsi con la strada stessa.

In futuro nuove soluzioni e nuovi traguardi potranno forse essere possibili grazie all'adozione su scala industriale di materiali nuovi quali fibre sintetiche, leghe speciali ecc. attualmente in fase di sperimentazione.

Questa continua evoluzione, con le sue numerose introduzioni ed innovazioni, ha fatto sì che al giorno d'oggi esistano ponti dei più svariati tipi, che si caratterizzano e differenziano tra loro anche solo per un singolo aspetto.

1.1 Parti di un ponte

Per comprendere come è fatto un ponte, bisogna innanzitutto definire alcuni termini.

L'impalcato è la struttura orizzontale che sorregge il piano viabile. A volte con tale parola si intende anche, per estensione, l'intera struttura orizzontale del ponte (incluso le travi) sostenuta dalle pile e dalle spalle. L'impalcato può essere costituito da tavole o travetti di legno, o da una piastra, o soletta, in calcestruzzo armato, o da una lamiera d'acciaio irrigidita da nervature tra loro ortogonali, che prende nome di lastra ortotropa. Negli ultimi anni sono stati realizzati impalcati costituiti da elementi di materiali compositi, prevalentemente in resine rinforzate con fibre di vetro.

Le travi sono in genere gli elementi principali, realizzate di legno strutturale o acciaio o lega di alluminio, o calcestruzzo armato, che costituiscono la struttura del ponte. Il tipo di ponte la cui struttura longitudinale è formata soltanto da travi è detto appunto ponte di travi, o ponte a travata. Un sistema di travi assemblato in modo da formare una struttura a maglie triangolari si chiama travata reticolare. Un sistema di travi reticolari consente di realizzare una struttura di maggiore altezza e capacità portante di quanto si potrebbe realizzare con una semplice trave, e quindi consente di superare maggiori luci

libere. La struttura orizzontale del ponte, che sostiene l'impalcato, viene normalmente chiamata travata.

Le pile, o piloni, del ponte sono le strutture a prevalente sviluppo verticale che danno sostegno alla travata in punti intermedi. Le spalle sono le strutture che danno sostegno all'impalcato alle sue estremità e che costituiscono elemento di transizione tra il ponte e i tratti di strada adiacenti. Quando il ponte attraversa un corso d'acqua le spalle possono essere conformate in modo da proteggere le sponde dall'erosione.

Le fondazioni del ponte sono gli elementi strutturali su cui sono impostate le pile e le spalle, e che trasferiscono i carichi e le azioni da esse provenienti al terreno. Il tratto di ponte tra due appoggi, siano essi pile o spalle, si chiama campata, e la sua lunghezza si chiama luce.

1.2 Classificazione dei ponti e vincoli progettuali

Sono possibili più classifiche dei ponti a seconda dell'aspetto che si vuole porre in risalto. In genere a ciascun tipo corrispondono dati e vincoli particolari di cui bisogna tenere conto in sede di progetto. Secondo la terminologia più in uso si possono operare le seguenti distinzioni.

1.2.1 Sulla base dell'ostacolo sovrappassato

1.2.1.1 Ponti

Propriamente detti, nel caso di opere necessarie per superare fiumi, canali, bracci di mare, ecc. In questo caso i vincoli per l'opera da costruire sono principalmente di natura idraulica e richiedono studi preliminari da condursi in collaborazione con esperti per individuare:

- a) gli eventi di massima piena da prevedersi durante tutta la vita del ponte ma anche durante la fase costruttiva. Questa viene in genere fissata pari a 50 anni per le opere ordinarie, mentre per opere di particolare importanza si considerano 100 o più anni, come indicato nella *Tabella 2.4.I - Vita nominale V_N per diversi*

tipi di opere riportata al paragrafo 2.4.1 delle *Norme Tecniche per le Costruzioni D.M. 14 Gennaio 2008*;

- b) il livello massimo dell'acqua tenuto conto della presenza della futura opera. I fenomeni di rigurgito peraltro, rilevanti nel caso delle grosse pile in alveo a sostegno dei vecchi ponti in muratura, sono di scarsa rilevanza nei ponti moderni. I sostegni relativamente snelli in genere provocano maggiori altezze d'acqua dell'ordine della decina di cm;
- c) la possibilità che si verifichino scalzamenti delle fondazioni in alveo dovuti sia ai fenomeni generalizzati, che prescindono cioè dalla presenza dell'opera, sia a quelli localizzati in prossimità delle pile. Questi ultimi (Figura 4) possono essere valutati con formule semiempiriche, come ad esempio quella di Neill:

$$dl = 1,5 \cdot y \cdot K_S \cdot (b/y)^{0,7}$$

con dl massimo scalzamento previsto, y altezza dell'acqua, b dimensione trasversale dell'ostacolo e K_S coefficiente di forma che per le pile di sezione più usuale è riportato in Figura 5.

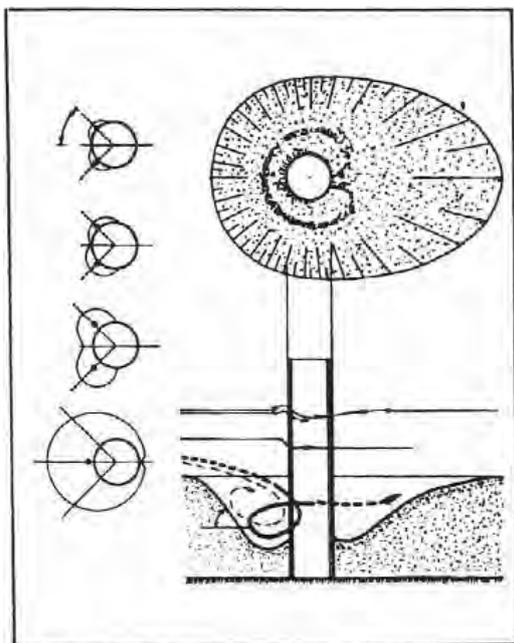


Figura 4. Forma dello scalzamento al piede delle pile in alveo

Sezione	Forma	K_s
Sezione rettangolare		1,00
Sezione semicircolare		0,90
Sezione ellittica		0,80
Sezione ellittica		0,75
Sezione lentiforme		0,80
Sezione lentiforme		0,70

Figura 5. Valore del coefficiente K_s per diverse forme di rostro

L'entità dello scalzamento locale dipende molto dall'angolo di incidenza della corrente con la pila, come si vede dalla Figura 6 che riporta i coefficienti maggiorativi K_a per sezioni rettangolari.

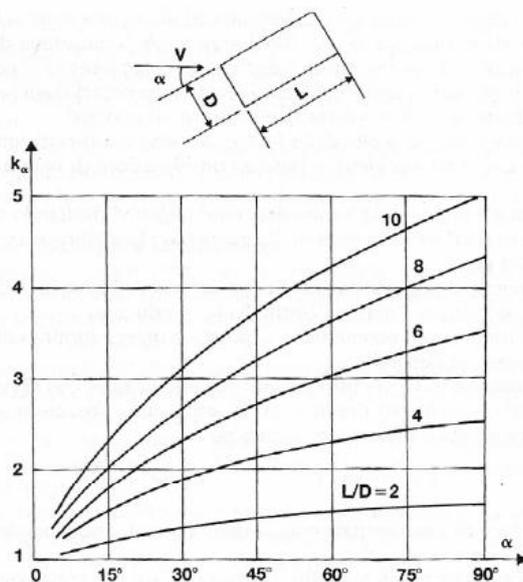


Figura 6. Coefficienti maggiorativi K_a per sezioni rettangolari

Nei torrenti con alveo mobile questo angolo non è sempre ben definibile per cui è consigliabile, in questi casi, adottare pile circolari o pseudocircolari.

In base al massimo scalzamento totale previsto verranno progettate le fondazioni e le eventuali opere accessorie quali briglie, soglie ecc. arrivando, nei casi più gravi, ad escludere i sostegni in alveo (soluzione preferibile);

- d) i franchi necessari per permettere l'eventuale navigazione che, in genere, deve essere garantita per un livello dell'acqua inferiore a quello corrispondente alla massima piena². Rispetto a quest'ultimo sarà necessario prevedere un franco di 1÷1,5 m per permettere il passaggio di eventuali tronchi od altri oggetti o detriti trasportati dall'acqua. In alcuni casi, specie per strade secondarie o sui corsi d'acqua in regioni desertiche, si accetta l'eventualità che il ponte venga sommerso nel corso di piene eccezionali. È necessario allora studiare un impalcato profilato in modo che offra la minima resistenza all'acqua e sia vincolato in modo tale da evitare fenomeni di galleggiamento;
- e) il rischio di erosione degli elementi strutturali interessati dall'acqua sia per cause chimiche che meccaniche (abrasioni) prevedendo, nei casi di alte velocità dell'acqua con forte trasporto solido, il rivestimento delle pile con materiale lapideo od altro idoneo.

² Ad esempio, sul Po, il franco viene richiesto rispetto alla quota di piena che mediamente non viene superata più di 10 giorni l'anno.

Tutti gli studi enunciati devono essere per legge presentati in una apposita relazione di accompagnamento al progetto del ponte.

A loro volta, questi ponti si possono suddividere in:

- *Ponti fissi*

Questo tipo di ponte è costruito in posizione permanente. Ha un franco in altezza ritenuto sufficiente per tutto il traffico che prevedibilmente deve passarvi sotto. Ponti fissi di piccola luce, del tipo a travata o a travi reticolari, congiungono le due spalle senza alcuna pila intermedia. In caso di grande distanza tra le spalle si prevedono pile intermedie o ponti del tipo ad arco, strallato o sospeso.

- *Ponti mobili*

Questo tipo di ponte si costruisce per facilitare la navigazione sollevando il piano del ponte o ruotando in modo da scostarlo. Il piano è fatto di travi o di elementi reticolari, ma in un certo punto fa perno o si allontana dal contatto con la terra. Si distingue ulteriormente in:

- a) ponte smontabile: si tratta in genere di ponti in acciaio con struttura a traliccio utilizzati per emergenze dal genio civile o per esigenze belliche di collegamento da parte del genio militare. Si tratta sia di ponti stradali che ferroviari;
- b) ponte levatoio: è imperniato ad un'estremità soltanto, e si solleva o si abbassa a ruota lateralmente per mezzo di un contrappeso;
- c) ponte girevole: ha una sola campata ed è fissato ad un'estremità tramite un perno verticale, attorno al quale ruota. Può essere costituito da due semiponti fissati alle opposte estremità, i quali aprono il ponte nel mezzo ruotando indipendentemente l'uno dall'altro. Il Ponte Girevole di Taranto ha una lunghezza di 90 metri.

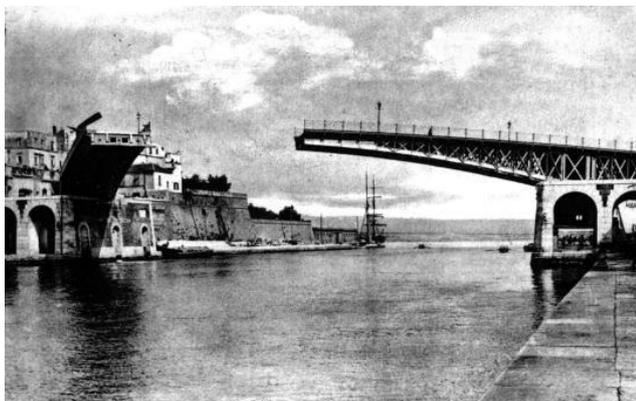


Figura 7. Ponte girevole di Taranto

- d) ponte ribaltabile: è un perfezionamento del ponte girevole. Si compone di due parti equilibrate a sbalzo fatte a capriata o a travata. Siccome il ponte si apre nel mezzo, la franchigia evidentemente non ha limiti nemmeno in canali angusti;
- e) ponte sollevabile: due torri fornite di cavi, contrappesi e motori sollevano e abbassano il piano del ponte. Questo ponte funziona in modo molto simile a un ascensore;
- f) ponte su barche: galleggia sull'acqua. Le imbarcazioni, o pontoni, che sostengono il piano del ponte, possono essere ancorate se la costruzione è permanente. Le unità militari generalmente si servono di ponti su chiatte in via temporanea. Un esempio di ponte di questo tipo si può trovare sul fiume Ticino, nel comune di Bereguardo.



Figura 8. Ponte di barche sul fiume Ticino a Bereguardo

1.2.1.2 Viadotti

Quando l'opera è resa necessaria dalla morfologia del terreno che impedisce alla strada (o ferrovia) di poggiarsi sulla sede naturale anche per lunghi tratti. Il tema viene in genere risolto con più campate ed allora una delle scelte progettuali più importanti riguarda la loro lunghezza, cioè l'ubicazione delle pile. A volte essa è vincolata da fattori oggettivi, quali la presenza di edifici o altre infrastrutture preesistenti, oppure da considerazioni geomorfologiche che portano ad individuare aree ben precise ove disporre gli appoggi.

Molto spesso però la scelta della luce è, almeno entro certi limiti, lasciata al progettista che deve decidere in base a considerazioni di natura estetica ed economica. Per le prime è impossibile fornire dei criteri oggettivi risultando determinante l'ambiente in cui

l'opera va inserita, l'andamento planoaltimetrico, la larghezza del viadotto ecc. In via generale, si può constatare che luci inferiori all'altezza delle pile sono sgradevoli a vedersi per l'effetto "cortina" che producono.

Per le considerazioni economiche si possono invece fornire criteri almeno qualitativamente più generali. Se si indica con C_T il costo per m^2 dell'impalcato e con C_p quello delle pile e fondazioni (anch'esso riferito a m^2 di impalcato), l'esame di un gran numero di opere eseguite mostra che si può porre

$$C_T = a_1 + a_2L \qquad C_p = a_3 + \frac{a_4}{L}$$

essendo L la luce di una campata e $a_{1..4}$ delle costanti che dipendono dalla tipologia strutturale scelta. Il costo totale per m^2 di viadotto, somma di C_T e C_p , varia con L secondo il diagramma di Figura 9 che mostra come in genere il minimo si ha quando l'incidenza dei costi delle pile è all'incirca uguale a quello dell'impalcato.

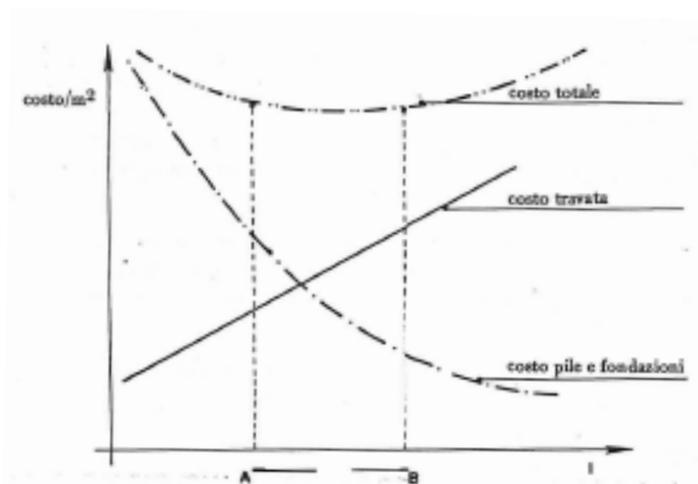


Figura 9. Diagramma dei costi, per mq di viadotto in funzione della luce delle campate

Si può quindi affermare che in generale più le pile sono alte, e le fondazioni difficili, e maggiore conviene che sia la luce della travata. Va peraltro sottolineato come la curva del costo totale sia piuttosto piatta in prossimità del minimo, cosa che lascia un certo margine nella scelta della luce più economica.

Inoltre molto spesso la necessità di standardizzare eventuali elementi prefabbricati o valutazioni di natura cantieristica possono contraddire in parte queste indicazioni che vanno quindi considerate come del tutto generali.

1.2.1.3 Sovrapassi e sottopassi

Nel caso di opere singolari necessarie per scavalcare altre strade o ferrovie. I vincoli in questo caso sono costituiti dalla "sagoma limite" cioè dallo spazio che deve essere lasciato completamente libero per permettere il passaggio dei veicoli (più i franchi) sulla via da scavalcare³. In genere i sostegni vengono posti 50÷75 cm oltre la banchina, fuori dal ciglio erboso, mentre la possibilità di disporre pile centrali si ha solo per spartitraffico ≥ 4 m (Figura 10).

Nel caso dei cavalcaferrovia la sagoma limite dipende dalla linea e va concordata con gli Uffici ferroviari competenti⁴.

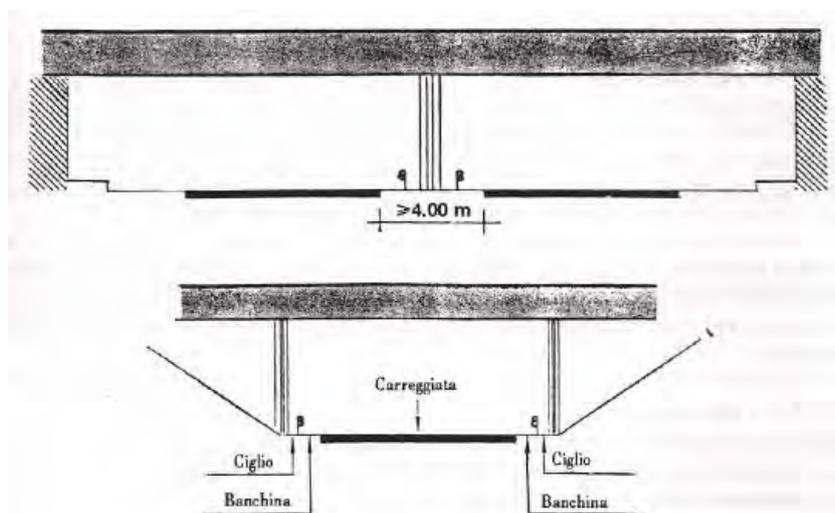


Figura 10. Schemi di sovrappassaggi e sottopassaggi

1.2.1.4 Strade e ferrovie sopraelevate

Quando l'opera serve per scavalcare aree urbane con costruzioni preesistenti o di particolare importanza ai fini del traffico, dell'interesse urbanistico, archeologico od altro. In queste opere i condizionamenti derivano, oltre che dalle strutture esistenti, dalla necessità di costruire l'opera in breve tempo ed in presenza di traffico, la qual cosa porta

³ Su una strada ordinaria in Italia l'altezza libera minima è di 5 m (2,5 m per i sottopassi pedonali) mentre la larghezza dipende dalle dimensioni della via sovrappassata. (paragrafo 5.1.2.3 delle NTC 2008)

⁴ In genere l'altezza libera richiesta per le linee elettrificate è di 6,5÷6,75 m a partire dalla P.F.; la larghezza minima è di 7 m per le linee ad un binario mentre per le altre è richiesto un franco di 2 m dalla rotaia più vicina alla pila o spalla.

in genere a preferire elementi strutturali prefabbricati, leggeri e quindi facilmente trasportabili anche nel traffico cittadino.

Ciò giustifica l'impiego dell'acciaio anche su luci medio-piccole pur risultando attualmente il costo unitario di questi impalcati superiore a quello degli analoghi in c.a.p..

1.2.2 Sulla base della via servita

Questa classificazione pone l'accento sul tipo di carichi accidentali che transiteranno sul ponte e quindi, oltre alla loro entità, anche ai vincoli che essi impongono. Si distinguono così in quasi tutti i Paesi:

1.2.2.1 Ponti stradali di 1° categoria

Progettati per il transito dei carichi più severi previsti dalle norme (in genere carichi militari).

1.2.2.2 Ponti stradali di 2° categoria

Al servizio di strade secondarie su cui non è previsto il transito di determinati veicoli pesanti.

1.2.2.3 Passerelle pedonali

Adibite al transito dei soli pedoni.

Questa suddivisione la si trova anche nel paragrafo 5.1.3.3.4 "Categorie stradali" delle *Norme Tecniche per le Costruzioni D.M. 14 Gennaio 2008*.

1.2.2.4 Ponti ferroviari

Anch'essi suddivisi in varie categorie a seconda dell'importanza della linea servita. Questi ponti hanno in genere un aspetto alquanto più massiccio dei precedenti poiché, oltre alla notevole entità dei carichi, sono soggetti a forti limitazioni sugli spostamenti

massimi ammissibili per cui le loro dimensioni finiscono con l'essere fissate da criteri di deformabilità più che di resistenza.

Queste limitazioni sono legate, nel caso degli impalcati, principalmente al comfort degli utenti che viaggiano sui treni; nel caso delle pile gli spostamenti dovuti alle forze orizzontali (frenatura ed avviamento dei convogli) devono essere limitati per non mandare in crisi la rotaia che in genere, in Italia, è priva di giunti.

1.2.2.5 Ponti canale

Quando sorreggono tubazioni oppure costituiscono essi stessi la via d'acqua, nel qual caso vanno tenuti presenti i problemi di tenuta (fessurazione del calcestruzzo, impermeabilità dei giunti ecc.).

Sia nel caso delle strade che delle ferrovie i ponti possono essere "a via superiore" oppure "a via inferiore" (Figura 11), a seconda della posizione relativa della struttura principale rispetto al piano su cui avviene il transito.

I ponti a via inferiore vengono impiegati quando si vuole limitare al massimo l'ingombro delle strutture poste tra il piano viario e l'ostacolo da passare (h_s). Essi hanno però l'inconveniente di richiedere una larghezza complessiva maggiore di quella necessaria alla strada. Inoltre gli elementi portanti principali possono essere uno o al massimo due e non si ha la possibilità di collegarli trasversalmente tra di loro se non per strutture molto alte (superiori alla sagoma limite) per cui in definitiva questa soluzione finisce per l'essere conveniente solo per i ponti di grande luce.

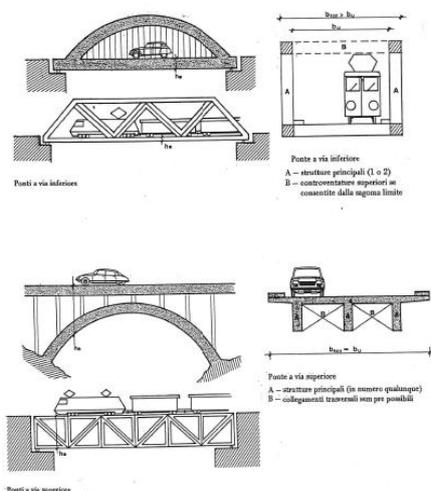


Figura 11. Schemi di ponti a via inferiore e superiore

1.2.3 Sulla base del materiale impiegato

Nel passato, se si esclude il legno impiegato solo per lo più in opere provvisorie, tutti i ponti erano in muratura di pietra o di mattoni, cioè materiali non resistenti a trazione e quindi adatti solo per schemi ad arco.

Attualmente si possono distinguere ponti in *cemento armato ordinario* (c.a.), in *cemento armato precompresso* (c.a.p.), in *acciaio* o a *struttura mista acciaio-calcestruzzo*.

Più raramente, e per lo più per manufatti speciali quali i ponti trasportabili militari, si hanno strutture in leghe di alluminio, attualmente molto costose.

1.2.4 Sulla base dello schema statico

Questa classificazione è la più difficile potendo alcuni schemi rientrare in categorie diverse o potendosi combinare tra loro per dare origine a tipi misti.

Sulla base comunque di quella che è la nomenclatura corrente si distinguono:

1.2.4.1 Ponti a travata

I ponti a travata sono caratterizzati da una struttura principale costituita da travi o nervature disposte generalmente nelle due direzioni principali della pianta d'impalcato ed intersecantisi, in cui sono prevalenti gli sforzi di flessione e taglio. L'impalcato è nei casi maggiormente diffusi completato da una soletta (o piastra d'impalcato) in genere in calcestruzzo armato. Gli elementi longitudinali vengono chiamati travi o nervature principali mentre gli elementi trasversali vengono denominati traversi, e possono essere a parete piena o reticolari. La ripartizione trasversale dei carichi tra le diverse travi è affidata ai traversi e, in minor misura, alla soletta, anche se è comunque difficile. Tale sistema ha una bassa rigidità torsionale, e il dimensionamento della soletta si esegue secondo il calcolo plastico. La presenza dei traversi è irrinunciabile agli appoggi poiché, in questo caso, essi costituiscono vincoli torsionali per la stabilità torsionale delle travi principali ed è opzionale in campata ma ha l'importante funzione di rendere meno deformabile la sezione e di migliorare la ripartizione dei carichi. Maggiore è il numero dei traversi e più ci si avvicina alla condizione di indeformabilità sezionale.



Figura 12. Traverso gettato in opera in un impalcato con travi prefabbricate in c.a.p.

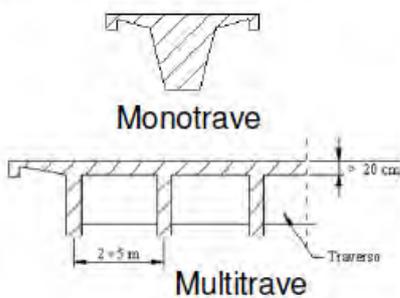


Figura 13. Traversi reticolari in un impalcato in struttura mista acciaio-calcestruzzo

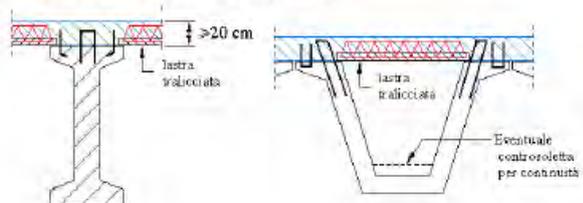
Le travi, nei casi più frequenti, sono in c.a.p. (prefabbricate in stabilimento o a piè d'opera) o in acciaio. Nel caso di impalcato con nervature principali in c.a.p. i traversi sono realizzati in c.a. gettati in opera insieme alla soletta con armature passanti, oppure precompressi con cavi passanti. Nel caso di impalcato con nervature principali in acciaio i traversi sono realizzati in acciaio a parete piena con elementi profilati o a composizione saldata o con struttura reticolare tramite profilati.

I principali schemi di travata utilizzati in questo tipo di ponti sono illustrati nel disegno seguente:

Ponti con travi a T gettate in opera



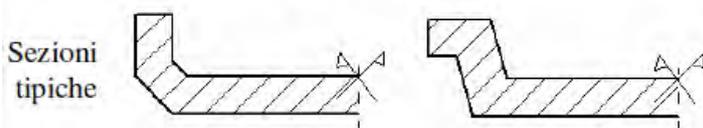
Travi a T o a V prefabbricate, completate in opera



Impalcato acciaio - cls con travi a doppio T



Travi a T rovescio (Ponti canale)



- Altezza costruttiva limitata
- Aperto appesantito
- Scarsa idoneità per $M < 0$

I ponti a travata inoltre possono essere classificati come segue:

- a) travate semplicemente appoggiate: tale schema statico isostatico è diffusamente



Figura 14. Impalcato a travata semplicemente appoggiato alle estremità

utilizzato soprattutto in ambito ferroviario ed è particolarmente adatto quando si intende far uso estensivo della prefabbricazione.

I vantaggi consistono nell'annullamento delle sollecitazioni sull'impalcato dovute a cedimenti differenziali delle fondazioni, agli effetti termici, al ritiro e alla viscosità, e nella relativa semplicità in

fase di manutenzione dell'impalcato soprattutto nel caso in cui sia necessario un sollevamento per il controllo o la sostituzione degli apparecchi di appoggio.

Gli svantaggi stanno nella necessità di un numero elevato di giunti di dilatazione (da inserire tra due campate successive) che possono incidere negativamente sul comfort di viaggio e sui costi globali dell'impalcato, poiché causano infiltrazioni causa di corrosione del calcestruzzo e dei cavi di precompressione. Tale tipologia comporta inoltre un allargamento in senso longitudinale del pulvino delle pile per la disposizione di un numero di appoggi che è pressoché il doppio di quello che si utilizzerebbe nel caso di schema a travata continua, e una minore resistenza in campo plastico essendo isostatico.

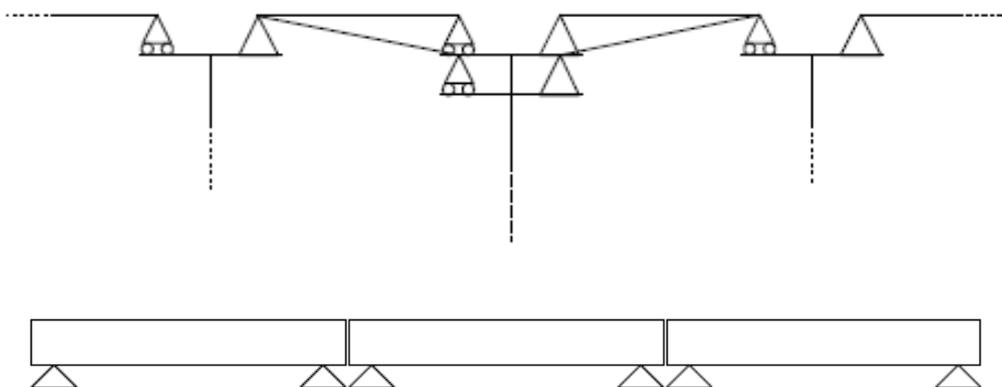


Figura 15. Schema statico di travata semplicemente appoggiata alle estremità

Il campo di impiego è in genere limitato a luci fino a 30÷35 m nel caso in cui si utilizzino travi precomprese prefabbricate in stabilimento (essenzialmente per problemi di trasporto), a luci fino a 40÷50 m nel caso di travate in c.a.p. realizzate a piè d'opera o strutture miste acciaio-calcestruzzo e a luci fino a 60÷80 m nel caso di travate interamente in acciaio (preferendosi per luci maggiori schemi più complessi);

- b) travate tipo Gerber: le travate Gerber sono isostatiche e permettono di avere, oltre ai vantaggi e agli svantaggi di tali strutture, una distribuzione più equilibrata delle sollecitazioni flettenti e taglianti nella struttura.



Figura 16. Impalcato a travata Gerber

Tale schema statico è utilizzato in alcuni casi singolari soprattutto su tre luci quando è stato possibile costruire in opera le campate laterali limitando la prefabbricazione alla campata centrale. Punti deboli dei ponti con questo schema statico risultano le cerniere realizzate con "seggioline" in cui l'ingombro della sezione si riduce a meno della metà.

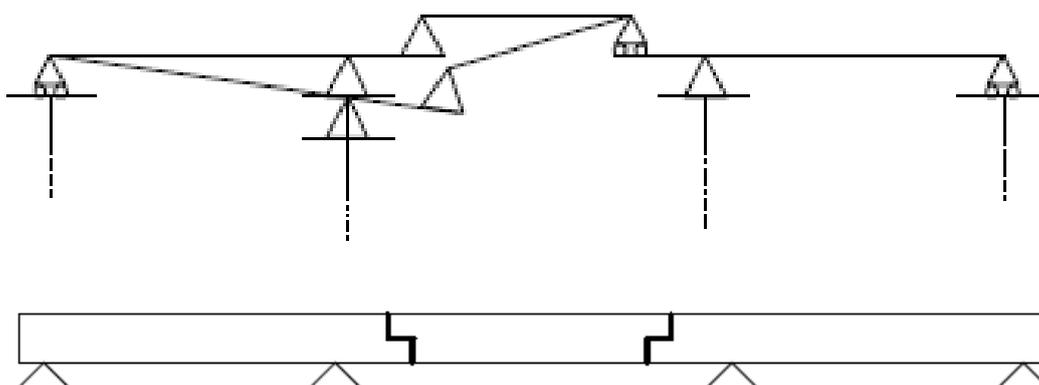


Figura 17. Schema statico di impalcato a travata Gerber

In tali punti si innescano solitamente fenomeni di degrado strutturale. Gli apparecchi d'appoggio che devono essere disposti in queste zone sono inoltre difficilmente ispezionabili e sostituibili. Per questi motivi tale schema statico risulta ormai poco utilizzato;

c) travate continue: in questo caso si è in presenza di strutture iperstatiche che permettono sfruttamento dei materiali migliore rispetto ai precedenti schemi isostatici; inoltre permettono una drastica riduzione del numero dei giunti e una maggior resistenza o "ridondanza" in campo plastico.



Figura 18. Impalcato continuo in struttura mista acciaio-calcestruzzo

I problemi stanno invece nella maggiore difficoltà di calcolo e nella nascita di autotensioni per cedimenti differenziali delle pile, effetti termici, ritiro e viscosità.

Questo schema statico viene frequentemente più utilizzato nel caso di travate in acciaio per la maggiore facilità di assemblaggio degli elementi strutturali rispetto al calcestruzzo. Nel caso delle strutture miste acciaio-calcestruzzo la soletta d'impalcato si viene a trovare in zona tesa in prossimità degli appoggi: in tal caso è necessario controllare la fessurazione nella soletta ed adottare opportuni accorgimenti in fase di calcolo e di verifica per tenere conto del fenomeno.

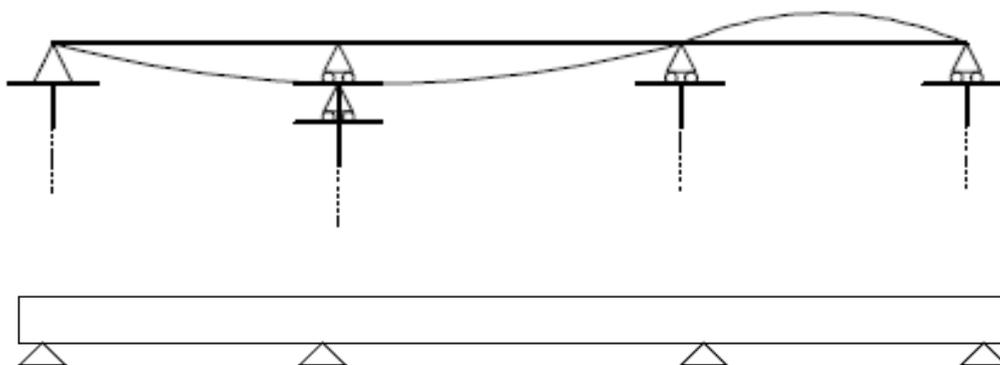


Figura 19. Schema statico di impalcato continuo

I ponti a travata continua in c.a.p. sono frequenti nel caso di getto in opera per campate successive o nel caso di costruzione per conci (anche se quest'ultima tecnologia costruttiva è essenzialmente utilizzata nel caso di travi a cassone). Più infrequente è il caso in cui sono state utilizzate travi prefabbricate in c.a.p. rese continue in opera con cavi di precompressione disposti nella soletta gettata in

opera o in appositi fori predisposti nelle travi (cavi "cappello", Figura 20). In tal caso, particolare attenzione merita lo studio dei fenomeni lenti (ritiro, deformazioni differite) che si sviluppano in calcestruzzi aventi età diverse;

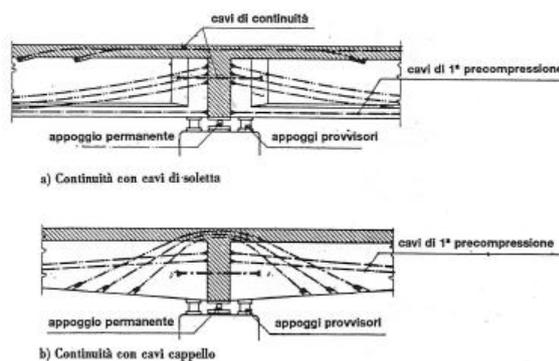


Figura 20. Cavi di continuità

- d) travate appoggiate con soletta di continuità: tale schema permette di ridurre il numero dei giunti d'impalcato rispetto allo schema a travata convenzionale con conseguente riduzione dei costi e del disagio sia per gli utenti sia per l'ente di manutenzione.

La soletta di continuità risulta essere una zona critica sia nell'ambito del suo funzionamento locale che relativamente al comportamento globale d'impalcato. Da un punto di vista globale infatti la soletta di continuità va dimensionata affinché le rotazioni imposte dalla trave a causa dei fenomeni di ritiro e viscosità del calcestruzzo, variazioni termiche differenziali, carichi accidentali ecc. siano compatibili con la resistenza della soletta stessa.



Figura 21. Impalcato appoggiato con soletta di continuità

Dal punto di vista del funzionamento locale la soletta non può essere realizzata troppo sottile poiché deve essere in grado di sopportare il transito dei carichi, in particolare quelli concentrati, e quindi è necessario ottimizzarne lo spessore. Nel valutare le sollecitazioni dovute alle rotazioni imposte comunque è lecito fare riferimento alla rigidezza della soletta fessurata o ad un suo valore ridotto derivato sperimentalmente.

- e) travate a cassone: la sezione a cassone (per lo più monocellulare) costituisce oggi la soluzione più diffusa per gli impalcato a trave continua. Viene impiegata con l'utilizzo del cemento armato per ponti con travate di grande luce ed arco

molto ribassato. La travata portante è costituita da due o più travi continue collegate tra loro sia sulla parte superiore che su quella inferiore, in modo da formare uno scatolato cavo al suo interno. I traversi di collegamento sono disposti di solito ad intervalli regolari e permettono il fissaggio di una soletta inferiore ed una superiore. La struttura, a sezione rettangolare o trapezoidale, garantisce una notevole resistenza alla flessione e soprattutto alla torsione.

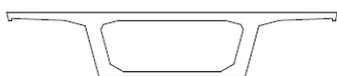


Figura 22. Impalcato a cassone monocellulare in c.a.-c.a.p.

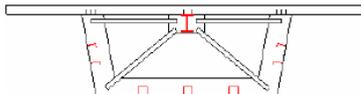


Figura 23. Impalcato a cassone monocellulare a struttura mista

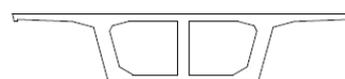


Figura 24. Impalcato a cassone bicellulare

Le due piastre superiore ed inferiore forniscono la necessaria coppia resistente per il comportamento flessionale, mentre le due o più anime forniscono la necessaria resistenza per il comportamento a taglio; per quanto riguarda invece il comportamento torsionale, l'insieme di piastre superiore ed inferiore e anime fornisce una buona resistenza alla torsione pura ed un flusso di taglio costante.

La sezione a cassone presenta quindi i seguenti vantaggi: notevole capacità portante; sostanziale indifferenza al segno del momento; elevata rigidità e resistenza torsionale; idoneità alla prefabbricazione ed alla industrializzazione; eleganza formale che ne agevola l'inserimento paesaggistico.

La sezione interamente in acciaio si usa solo per le grandi luci (come nel caso dei ponti strallati e sospesi) poiché è più difficile da realizzare in quanto maggiormente soggetta a fenomeni di instabilità e a deformazioni associate a torsione non uniforme, ha necessità di diaframmi di irrigidimento ed ha quindi conseguenti maggiori difficoltà realizzative.

Per ottimizzarne il peso, in particolare in schemi con ampie luci, se ne può adottare la tipologia a sezione variabile.



Figura 25. Impalcato a cassone in struttura mista in fase di costruzione

1.2.4.2 Ponti a sbalzo

Un ponte di questo tipo ha per campate due o più travi a sbalzo (travi orizzontali vincolate a una sola estremità), costruite a partire da ciascuna estremità dell'ostacolo da superare: proseguendo la costruzione, gli sbalzi si avvicinano fino a unirsi in mezzeria con una campata semplice sospesa. È un principio simile a quello di due persone che si tocchino a vicenda le punte delle dita tenendo le braccia stese. Le campate sporgenti, sono sostenute da un sistema di pile principali e ancoraggi che giungono fino alle sponde. Una costruzione di questo genere non presenta difficoltà perché le campate a sbalzo si sorreggono da sé. Questo genere di ponte è caratterizzato da grandi franchigie in larghezza. Con i suoi 1.909 metri, il più lungo ponte a sbalzo d'Italia è il Ponte Punta Penna Pizzone (o Ponte Aldo Moro), nella città di Taranto.



Figura 26. Ponte Punta Penna Pizzone (Ponte Aldo Moro) a Taranto

1.2.4.3 Ponti a telaio

Questo schema statico ha un funzionamento intermedio tra quello delle travi e quello degli archi. Si possono avere ponti singoli costituiti da un unico telaio (incernierato o incastrato), ovvero viadotti costituiti da più telai contigui, nel qual caso il collegamento tra di essi può avvenire in uno dei modi indicati in Figura 27.

I telai con piedritti verticali hanno un comportamento più prossimo a quello a travata essendo prevalenti gli sforzi di flessione e taglio. Viceversa si hanno casi di telai con piedritti inclinati (ponti a cavalletto), per lo più in opere singole (Figura 28), in cui il comportamento è più prossimo a quello degli archi, arrivando i due casi a confondersi come nel caso dei ponti Maillart.

In questi schemi, nella parte centrale, vi è la creazione di un meccanismo resistente a compressione; con l'introduzione dei tiranti laterali, invece, si ha una riduzione del momento positivo.

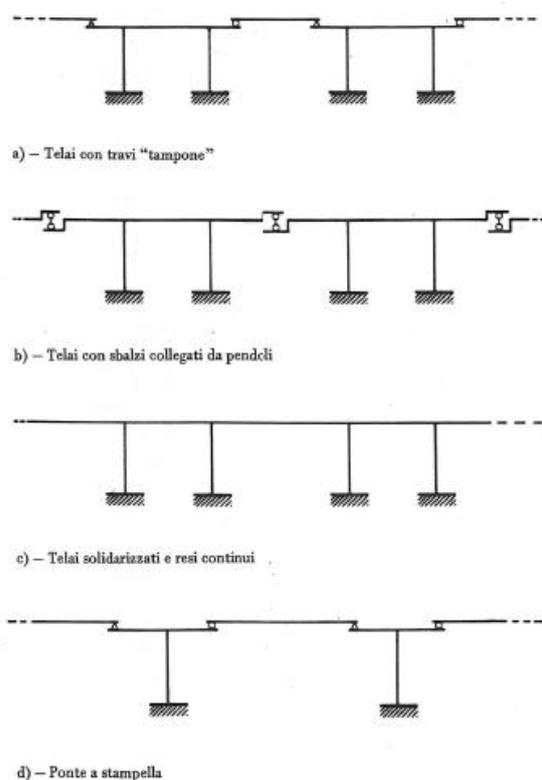


Figura 27. Schemi statici di ponti a telaio

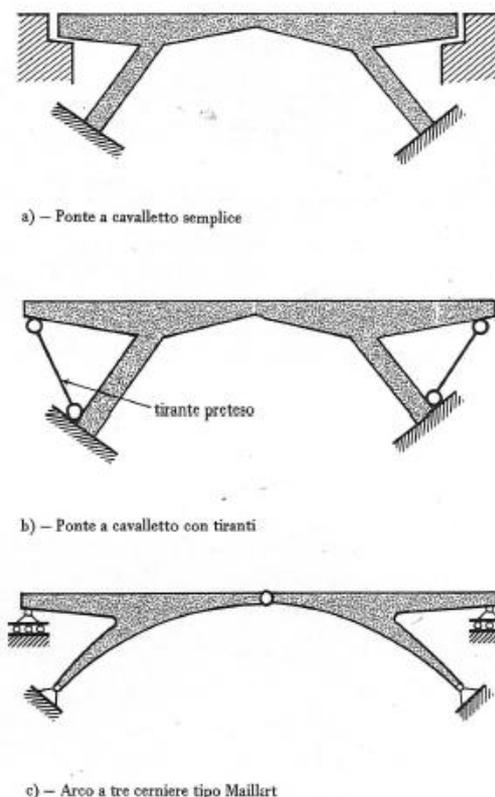


Figura 28. Schemi statici a piedritti inclinati

I ponti a telaio possono essere anche prefabbricati; queste strutture permettono di realizzare ponti e gallerie artificiali con luci interne nette fino a 27 m senza appoggi intermedi. Gli elementi prefabbricati sono posati su due cordoli di fondazione in cemento armato gettati in opera. Successivamente si esegue la sigillatura dei giunti e delle articolazioni, dopo avervi inserito le armature aggiuntive. La struttura è completata, infine, dal getto in opera della soletta. Si ottengono quindi tempi di realizzazione ridotti, grande robustezza ed affidabilità, assenza di pile centrali e di giunti di dilatazione.

1.2.4.4 Ponti a struttura reticolare

Questa configurazione risulta economicamente vantaggiosa in caso di carichi elevati (come nei ponti ferroviari) e quando si ha necessità di coprire grandi luci (perché si ha una riduzione del peso della struttura).

Le strutture reticolari usate tipicamente sono le seguenti:

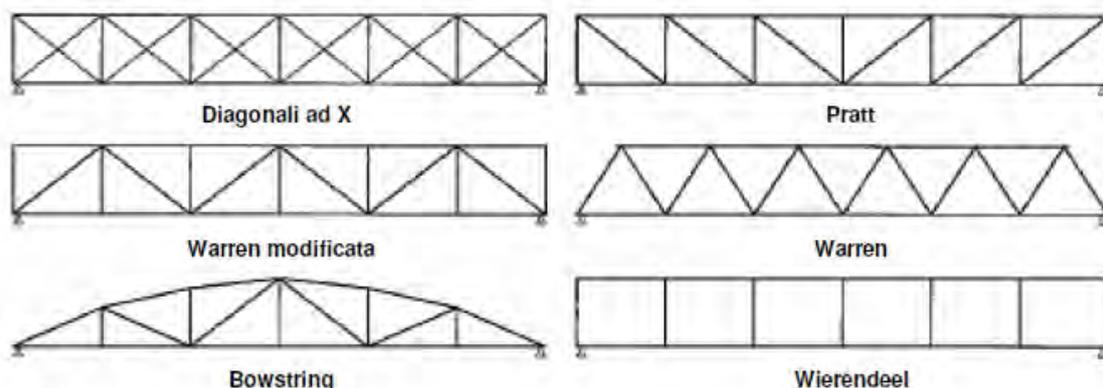
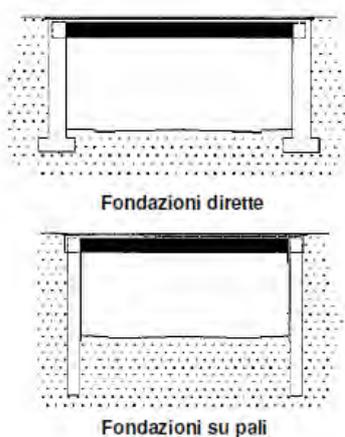


Figura 29. Strutture reticolari tipiche per ponti

1.2.4.5 Ponti a piastra

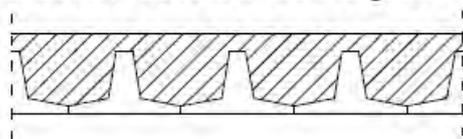
Questi tipi di ponte sono costituiti da una struttura monolitica; la piastra è direttamente ancorata alle spalle, in modo tale da limitare la parte di terreno coinvolta dalle strutture di supporto ove possibile. In caso contrario, se la luce da coprire è troppo elevata, si introducono pareti a tutta altezza in c.a. o acciaio, creando così una struttura a portale.



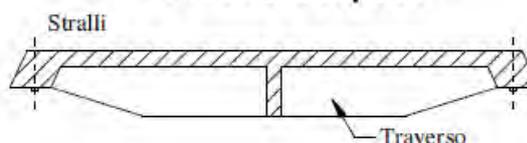
I vantaggi risiedono nel fatto che non sono richiesti giunti (quindi facile manutenzione) e che gli elementi di appoggio sono necessari solo per luci elevate (per garantire adeguata capacità di deformazione). Allo stesso tempo però, con soletta monolitica, l'elevata rigidezza flessionale comporta inevitabilmente un peso elevato: per ridurlo, quindi, bisogna avere uno spessore limitato oppure un'ampiezza della luce ristretta.

Se realizzate interamente in calcestruzzo armato, le solette monolitiche di questi ponti presentano le seguenti caratteristiche e proprietà:

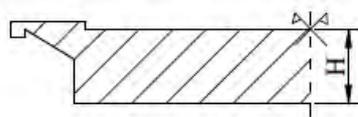
Solettoni con travetti inglobati



Piastre sospese



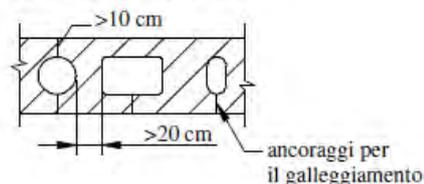
Ponti a piastra gettati in opera



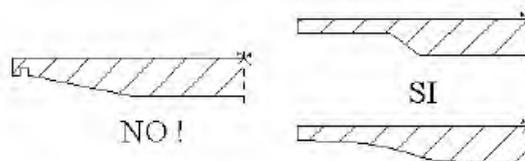
Idonei per attraversamenti obliqui o a pianta non regolare

Snellezze C.A. $l/H = 15 \div 22$
C.A.P. $l/H = 18 \div 30$

Con $H > 70$ cm \Rightarrow **Solettoni alleggeriti**
(attenzione alla durabilità)



Piastre sagomate per migliorare la resa estetica



1.2.4.6 Ponti ad arco

In questo caso la struttura principale è ad asse curvilineo e risulta soggetta prevalentemente a forze assiali; il piano viabile è sostenuto da una struttura di acciaio o calcestruzzo o muratura o legno conformata ad arco.

Nei ponti ad arco a via superiore l'impalcato è sostenuto dall'arco mediante una serie di elementi verticali o subverticali sollecitati a compressione e chiamati piedritti; l'arco trasferisce al terreno consistenti forze orizzontali, dette "spinte", e il sistema viene chiamato ad "arco spingente". Il meccanismo resistente quindi è a compressione con comportamento rigido; vi è un efficiente impiego di materiali non resistenti a trazione (come calcestruzzo, laterizio, pietra) con conseguente riduzione di sezione e peso, e la possibilità di coprire grandi luci (Figura 30 (a), (c), (d)).

Nei ponti ad arco a via inferiore, invece, l'impalcato è sospeso all'arco mediante elementi verticali o inclinati sollecitati a trazione e chiamati pendini o tiranti. In questo caso la travata d'impalcato può essere resa solidale con le estremità dell'arco e in tal caso può equilibrare totalmente o parzialmente le componenti orizzontali delle azioni trasmesse dall'arco, a patto di assorbire forti tensioni. Questo tipo di struttura prende il nome di "arco a spinta eliminata" e consente di trasferire sul terreno minime o nulle azioni orizzontali; è adatto per impalcato metallici in quanto soggetti a rilevanti sforzi di trazione (Figura 30(b)).

Gli archi dei ponti possono essere a tre cerniere, a due cerniere o incastrati (Figura 30).

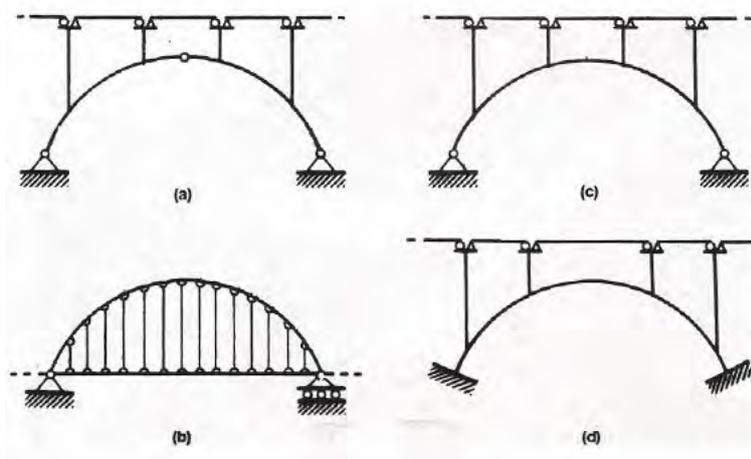


Figura 30. Schemi statici di ponti ad arco

Lo schema classico è ad arco rigido rispetto all'impalcato; potendo di conseguenza fare un'analisi separata dei due componenti, l'impalcato ha un comportamento a trave continua su più appoggi, mentre l'arco viene dimensionato in funzione delle reazioni trasmesse dall'impalcato stesso.

Nel caso contrario di schema ad impalcato rigido ed arco flessibile (cioè privo di rigidità flessionale), come quelli di tipo Maillart, è necessaria una analisi del sistema globale. Avendo un arco sottile, si ha una riduzione del costo della centina necessaria

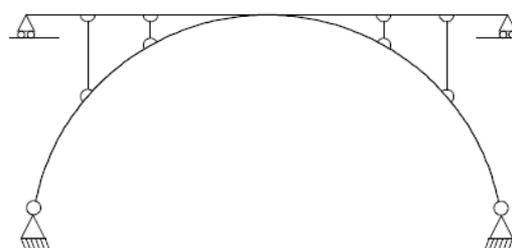


Figura 31. Schema di ponte Maillart

per il getto, ma al contempo l'elemento è snello e quindi soggetto ad instabilità.

I ponti ad arco, per millenni gli unici costruiti dall'uomo, sono caduti ultimamente in disuso per le difficoltà della loro costruzione che esige, nel caso del c.a., opere provvisionali (centine) molto onerose. Essi richiedono comunque la realizzazione di un impalcato secondario fatto di travi su cui fare avvenire il transito. Infine gli archi trasmettono alle fondazioni azioni orizzontali (ad eccezione di quelli a spinta eliminata) che presuppongono terreni rocciosi, essendo altrimenti molto costoso assorbire queste azioni con fondazioni profonde. Tuttavia, data la logica del loro funzionamento, che permette l'impiego di materiali poveri quale il calcestruzzo risparmiando acciaio, non è escluso che si abbia in futuro un loro rilancio, specie se si svilupperanno le nuove tecniche di costruzione a sbalzo per conci successivi.

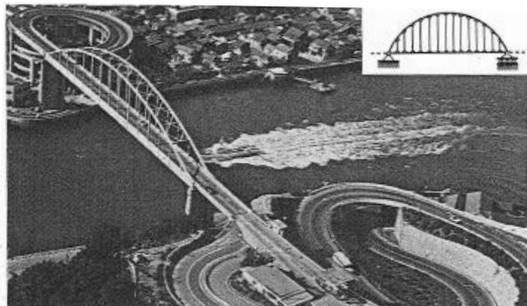


Figura 32. Ponte ad arco a spinta eliminata a via inferiore in acciaio

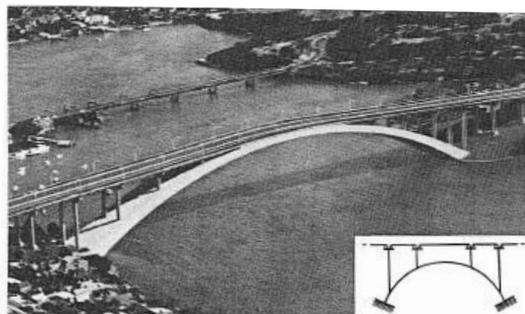


Figura 33. Ponte ad arco incastrato a via superiore in c.a.

1.2.4.7 Ponti collaboranti arco-trave

Sono un altro esempio di due strutture diverse che, collegate opportunamente tra di loro, collaborano nel portare i carichi esterni. Un caso particolare sono i ponti a volta sottile, nei quali l'arco è praticamente privo di rigidità flessionale dato il suo esiguo spessore. Questo schema (Figura 34) può considerarsi in pratica come un ponte sospeso rovesciato: cavi tesi sostituiti da elementi compressi (arco e pilastri).

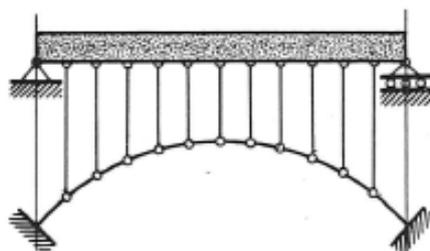


Figura 34. Ponte collaborante arco-trave

1.2.4.8 Ponti strallati

Sono costituiti da un impalcato sostenuto da un numero limitato di funi o tiranti inclinati, chiamati stralli, pressoché rettilinei. Gli stralli, confluenti in sommità di strutture a prevalente sviluppo verticale, chiamate antenne o piloni, e conformate a torre, a portale, ad H, ad A o a lambda, possono essere ancorati al suolo ovvero all'impalcato stesso nei sistemi bilanciati (Figure 35 e 36).

Questo tipo di ponte ha avuto un notevole sviluppo negli ultimi anni nel campo delle luci medio-grandi (200÷400 m) fino a divenire competitivo con i ponti sospesi. Si hanno attualmente notevoli esempi di ponti strallati sia in c.a., che in c.a.p. e in acciaio.

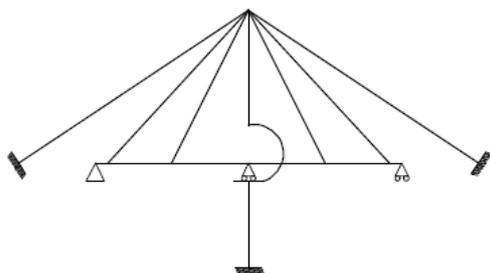


Figura 35. Schema statico ancorato al suolo

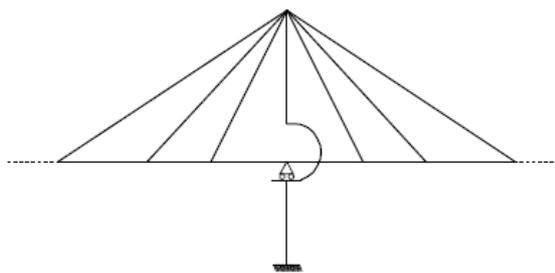


Figura 36. Schema statico bilanciato

I ponti strallati verranno maggiormente e ampiamente trattati durante tutto lo svolgimento della presente tesi, con una speciale attenzione soprattutto alle loro tecniche e metodi costruttivi, in particolare per quelli realizzati in calcestruzzo armato.

1.2.4.9 Ponti sospesi

In questi tipi di ponte la struttura principale è costituita da funi disposte secondo una configurazione curvilinea (in genere parabolica); questi cavi continui passano su alte torri che sorgono sulle pile, e vengono ancorati a fondazioni su ciascuna sponda (più raramente sono "autoancorati").

Nei ponti sospesi ancorati al suolo (Figura 37) l'ancoraggio dei tiranti laterali serve per evitare compressione nell'impalcato, mentre in quelli autoancorati (all'impalcato, Figura 38) il sistema autoequilibrato permette l'eliminazione di azioni orizzontali alle spalle.

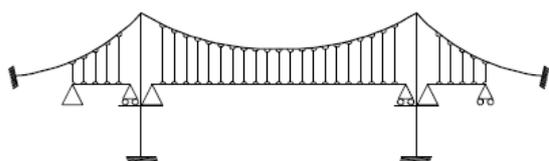


Figura 37. Ponte sospeso ancorato al suolo

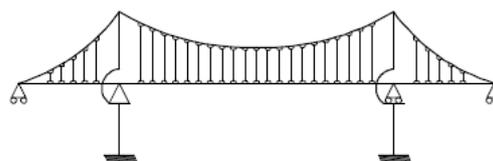


Figura 38. Ponte sospeso autoancorato

Le funi, i cavi e le torri, nei ponti sospesi, garantiscono un meccanismo resistente mediante sole azioni assiali (Figura 39).

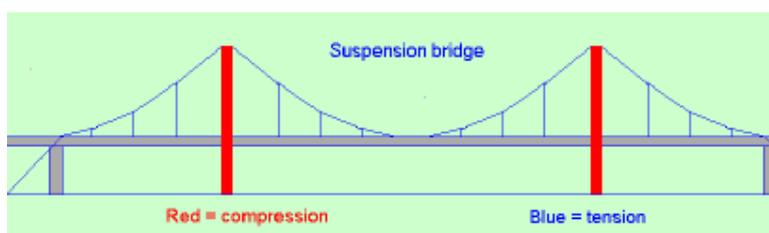


Figura 39. Sforzi assiali in un ponte sospeso

Contrariamente ai ponti strallati, un ponte sospeso potrebbe esistere senza travata: questa però viene sempre messa per limitare la deformabilità delle funi, alle quali viene collegata con un sistema molto fitto di sospensioni verticali o inclinate detti pendini.

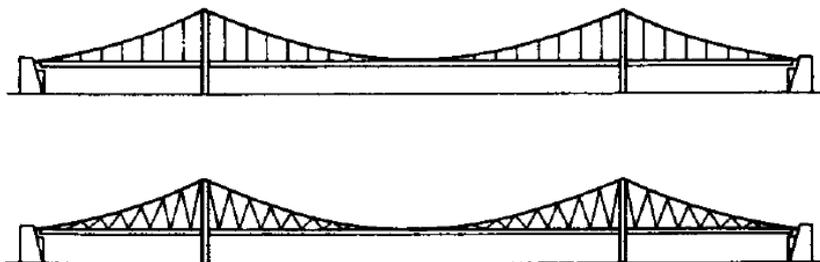


Figura 40. Sistemi di sospensione per i ponti sospesi

I carichi sono quindi portati parte dalle funi e parte dalla trave irrigidente, per cui un ponte sospeso può considerarsi come un esempio di struttura collaborante; per questo motivo, e anche per ridurre al minimo la deformabilità dovuta al movimento del traffico e ai forti venti, l'impalcato è spesso costituito da una struttura reticolare.

I ponti di questa specie si distinguono per la grandissima dimensione in lunghezza (grande luce) e in altezza.



Figura 41. Golden Gate Bridge (San Francisco, California, USA)



Figura 42. Ponte di Akashi Kaikyo (Kobe, Giappone)

Trattandosi di opere eccezionali, esiste una copiosa letteratura specializzata molto interessante da consultare per approfondire l'argomento.

1.3 Considerazioni riassuntive

Per riassumere, i tipi di ponte si possono classificare in generale secondo il loro aspetto e la loro funzione. Scegliendo e combinando gli elenchi che seguono (e che riprendono quanto è già stato descritto), si ottiene una grandissima varietà di ponti:

- *Destinazione*: acquedotto: ponte tubo; arteria stradale: ponte stradale; ferrovia: ponte ferroviario; percorso pedonale: passerella;
- *Materiali*: legno, muratura, ferro, acciaio, lega d'alluminio, calcestruzzo armato, calcestruzzo armato precompresso, sistema composto acciaio-calcestruzzo, resine fibro-rinforzate;
- *Forma*: travata, telaio, arco, strallato, sospeso;
- *Rapporto fra le campate*: semplice campata, a più campate;
- *Tipo di vincolo*: travi semplicemente appoggiate, travate continue isostatiche (Gerber), travate continue iperstatiche;
- *Posizione relativa del piano viabile*: a via superiore, a via inferiore, a via intermedia.

Da ora in avanti in questa tesi verranno presi in considerazione e analizzati soltanto i ponti in calcestruzzo armato gettati in opera, in particolare soffermandosi sulle loro tecniche costruttive e sulle relative attrezzature necessarie. Poiché i due casi studio che verranno presentati sono entrambi dei ponti strallati, è opportuno allora, prima di tutto, parlare anche di questa tipologia in generale e andare a vedere in dettaglio quali sono le loro principali metodologie costruttive, per poi intersecarle con quelle dei ponti in calcestruzzo armato gettati in opera e capire meglio i due esempi di realizzazione proposti.

Capitolo 2

I PONTI STRALLATI E I LORO METODI DI COSTRUZIONE

Un ponte strallato è un ponte per così dire "sospeso", nel quale l'impalcato è retto da una serie di cavi, gli stralli, ancorati a piloni (o torri) di sostegno. Rispetto ad un ponte sospeso di tipo classico, in cui l'impalcato è appunto sospeso mediante pendini verticali ai cavi portanti che assumono la forma molto simile ad una parabola, gli stralli del ponte strallato collegano direttamente il piano dell'impalcato alle torri e assumono una forma pressoché rettilinea.

L'impiego di funi inclinate per sorreggere una trave rettilinea è antichissimo, potendosi citare ad esempio le navi egiziane che avevano il picco superiore della vela sorretto da una serie di funi vegetali. Nel campo dei ponti le origini sono probabilmente da ricercarsi nei ponti levatoi dei castelli medievali, che erano sorretti da catene.

Le origini dei ponti strallati moderni sono quindi antiche almeno quanto quelle dei ponti sospesi, anche se questi ultimi si sono enormemente diffusi nell'Ottocento e nei primi del Novecento mentre i ponti strallati sono rimasti praticamente congelati fino al 1950 circa. Ciò fu dovuto ad una serie di crolli di opere di questo tipo e allo studio delle cause da parte di Claude-Louis Navier⁵, che decretò l'inaffidabilità di questo schema statico e la superiorità dei ponti sospesi, e ne arrestò quindi lo sviluppo per più di un secolo.

⁵ Claude-Louis Navier (Digione, 10 febbraio 1785 - Parigi, 21 agosto 1836) è stato un ingegnere e scienziato francese. È considerato uno dei padri della moderna scienza delle costruzioni e diede fondamentali contributi nel campo della meccanica dei fluidi.



Figura 43. Strömsund Bridge (Svezia) 1955

Bisogna arrivare infatti al 1955 per trovare il primo ponte strallato della nuova generazione: lo Strömsund Bridge, in Svezia, progettato da Franz Dischinger⁶ con una campata di centrale metallica di 183 m sorretta da 4 stralli (Figura 43).

Il diffondersi di questi ponti, inizialmente tutti in acciaio, si ebbe intorno agli anni '60

in Germania quando fu necessario ricostruire un grande numero di attraversamenti del Reno distrutti dalla guerra. Le esigenze di navigabilità imponevano luci libere di 150÷300 m e questo schema si rivelò il più competitivo. Ciò anche perché permette la costruzione a sbalzo senza bisogno di sostegni intermedi, in quanto l'impalcato viene progressivamente sorretto dagli stralli.

Al giorno d'oggi si trovano moltissime realizzazioni di ponti strallati, delle più svariate forme ma soprattutto con luci che sono andate via via nel tempo sempre aumentando (passando ad esempio dai 183 m dello Strömsund Bridge agli 890 m del Tataru Bridge):

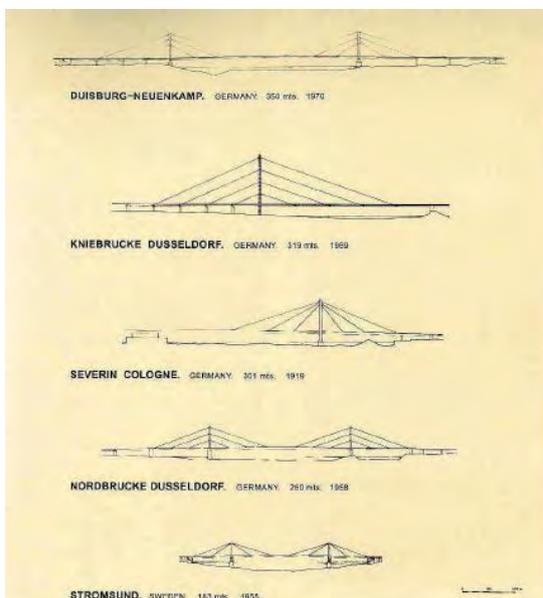


Figura 44. I più grandi ponti strallati (periodo 1955-1975)

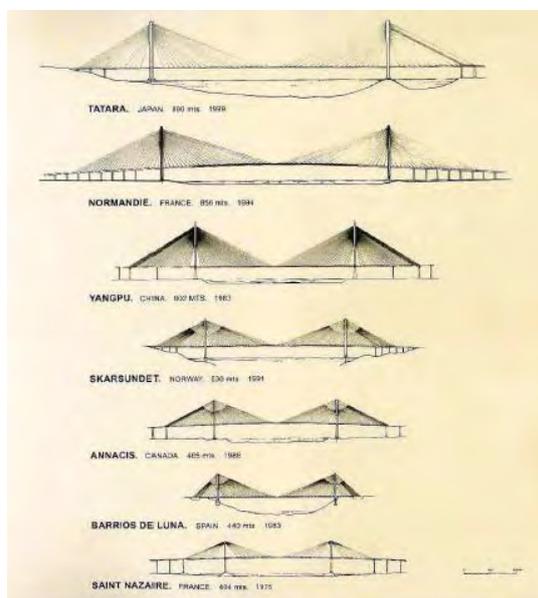


Figura 45. I più grandi ponti strallati (periodo 1975-2000)

⁶ Franz Dischinger (8 ottobre 1887 - 9 gennaio 1953) è stato un ingegnere civile e strutturale tedesco pionieristico, responsabile dello sviluppo dei moderni ponti strallati. E' stato anche un pioniere dell'uso del cemento armato precompresso, brevettando la tecnica della precompressione esterna (in cui le barre o cavi di precompressione non sono racchiusi nel calcestruzzo) nel 1934.

Ciò sembrerebbe dare ragione a chi sostiene la superiorità dei ponti strallati anche per luci di 1000÷1500 m, in quanto essi sono meno deformabili e meno soggetti a fenomeni di instabilità aeroelastica rispetto ai ponti sospesi, schema che veniva maggiormente impiegato fino a poco tempo fa sulle grandi luci.

Nel campo invece dei ponti strallati in calcestruzzo armato e in c.a.p. si trovano anche qui interessanti applicazioni, seppur con delle luci di entità minore (quello più grande è il ponte Skarsundet, in Norvegia, con una luce di 530 m) per motivi di natura e vantaggi economici e di peso totale della struttura stessa.

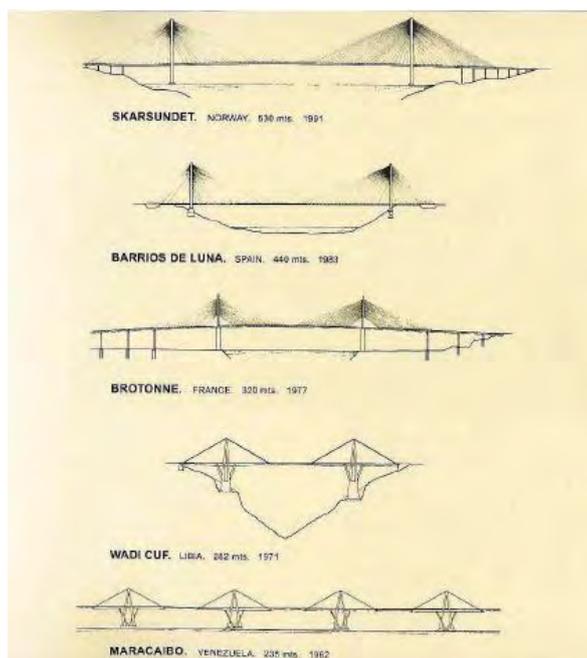


Figura 46. I più grandi ponti strallati in calcestruzzo (periodo 1962-2000)

È possibile una grandissima varietà di schemi a seconda della disposizione degli stralli, della forma delle antenne, della sezione dell'impalcato e della disposizione dei vincoli.

2.1 Schema statico e configurazione degli stralli

Nella famiglia dei sistemi di ponte i ponti supportati da cavi si distinguono per la loro abilità nel superare grandi luci. Infatti, i ponti supportati da cavi sono competitivi per luci che vanno da 200 m a 2000 m (e oltre), coprendo così approssimativamente il 90% dell'attuale range di luci.

La necessità di coprire grandi luci (o comunque distanze considerevoli) richiede una ottimizzazione del materiale (con conseguente riduzione del peso), garantendo al contempo elevata resistenza; da qui quindi nasce l'esigenza di sfruttare meccanismi resistenti di tipo assiale sugli elementi. La caratteristica saliente dei ponti strallati è proprio quella di assumere un comportamento statico, anche per i carichi mobili, di tipo "quasi reticolare", ovvero con soli sforzi assiali nelle membrature della struttura.

Lo schema statico ideale di un ponte strallato è uno schema ad appoggio elastico, in cui gli stralli rappresentano appoggi intermedi deformabili: l'impalcato in sostanza è una trave continua su appoggi in parte fissi (piloni e spalle) e in parte elastici (stralli).

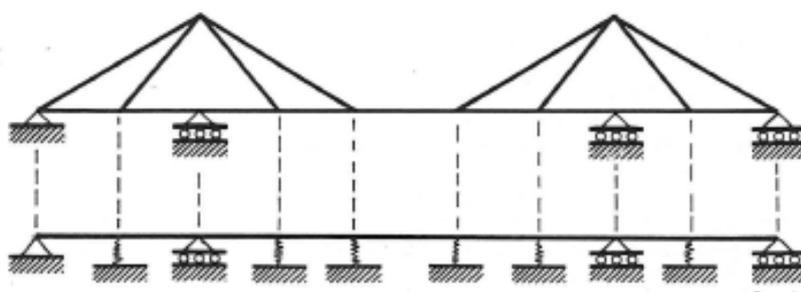


Figura 47. Schema statico ideale per un ponte strallato

Il comportamento di questi ponti è quindi una combinazione di meccanismi resistenti a trazione e a compressione, in cui gli elementi resistenti a trazione sono gli stralli e quelli resistenti a compressione sono l'impalcato e i piloni (Figura 48).

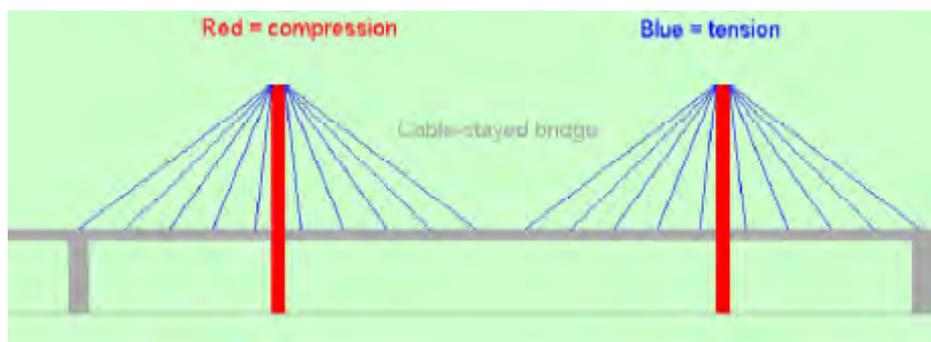


Figura 48. Sforzi assiali in un ponte strallato

La compressione indotta nell'impalcato però ne limita l'impiego per luci molto elevate; ove possibile, quando l'andamento del terreno lo permette, si cerca di ancorare a terra gli stralli di riva più esterni per ridurre la compressione sull'impalcato e migliorare le prestazioni degli stralli nella campata centrale (evitando perciò il sistema bilanciato, vedi Figura 36).

Per ottimizzare il comportamento strutturale, nei ponti strallati vi è la necessità di garantire equilibrio delle azioni trasmesse all'antenna, allo scopo di evitarne sollecitazioni di tipo flessionale.

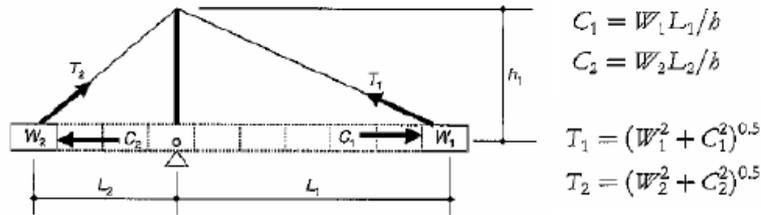


Figura 49. Schema triangolare di base

L'elemento di base è lo schema triangolare di bielle (pilone - impalcato - stralli) di Figura 49, dove W_1 è il peso associato all'elemento della campata principale

e W_2 il peso associato all'elemento della campata laterale. Per garantire equilibrio di forze orizzontali sull'antenna si deve avere $C_1 = C_2$, dal quale si ricava la condizione: $W_2 = W_1 \cdot L_1 / L_2$.

Ciò implica che la copertura di grandi luci ($L = 2 L_1$) richiede:

- campate laterali di lunghezza pari a 1/2 della luce L (ossia $L_2 = L_1$);
- campate laterali di notevole peso W_2 : utilizzo di impalcato in acciaio per la campata principale e in c.a. per quelle laterali ad esempio.

In assenza di equilibrio ($W_1 \gg W_2$) si può allora o attribuire elevata rigidezza flessionale all'impalcato per le campate esterne oppure ancorare mediante supporti le campate laterali (che possono fungere anche da ancoraggi per gli stralli di riva).

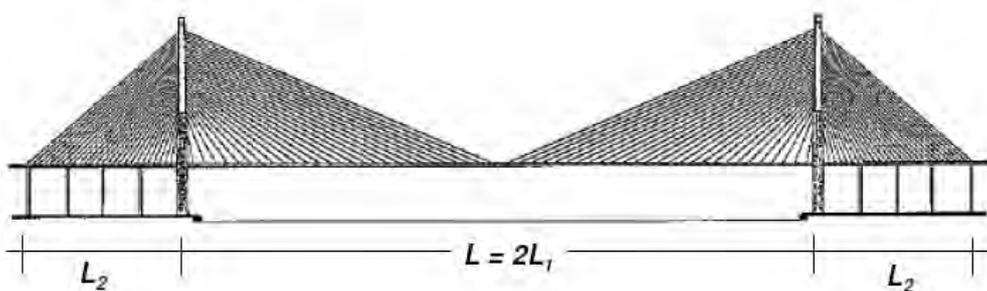


Figura 50. Configurazione ideale per un ponte strallato

Per la stragrande maggioranza dei ponti supportati da cavi il sistema strutturale può essere diviso in quattro componenti principali come indicato in Figura 51:

- 1) l'impalcato (*deck*);
- 2) gli stralli, o il sistema di cavi, che sostengono l'impalcato (*cable system*);

- 3) i piloni, o le antenne, che supportano gli stralli (*pylon*);
- 4) le spalle, o blocchi/pile di ancoraggio, che supportano gli stralli verticalmente ed orizzontalmente, o solo verticalmente, alle estremità (*anchor pier*).

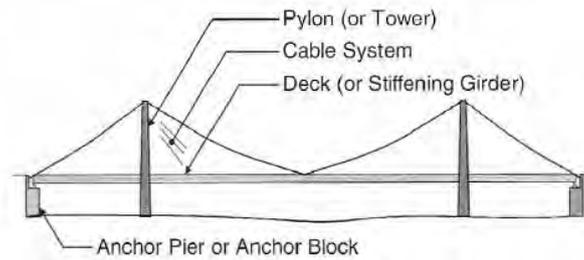


Figura 51. Componenti principali di un ponte supportato da cavi

I differenti tipi di ponti supportati da cavi sono tipicamente caratterizzati dalla configurazione del sistema di cavi.

Il sistema strallato (Figura 52) è formato da cavi rettilinei che connettono l'impalcato ai piloni. Nello schema a ventaglio (*Fan System*) tutti i cavi di sostegno partono dalla sommità dei piloni e non sono quindi paralleli, mentre nello schema ad arpa (*Harp System*) gli stralli sono paralleli fra loro e i punti di attacco sul pilone sono distribuiti lungo tutta la sua altezza. Oltre a questi due schemi di base si possono spesso trovare degli schemi cosiddetti misti (*Semi-Fan System*), in cui i punti di attacco dei cavi alla sommità dei piloni sono sufficientemente distribuiti, in modo tale da separare ogni ancoraggio degli stralli e quindi semplificare i dettagli costruttivi. Con gli attacchi dei cavi posizionati con la distanza minima alla sommità dei piloni, il comportamento del sistema misto è molto simile a quello del sistema a ventaglio.

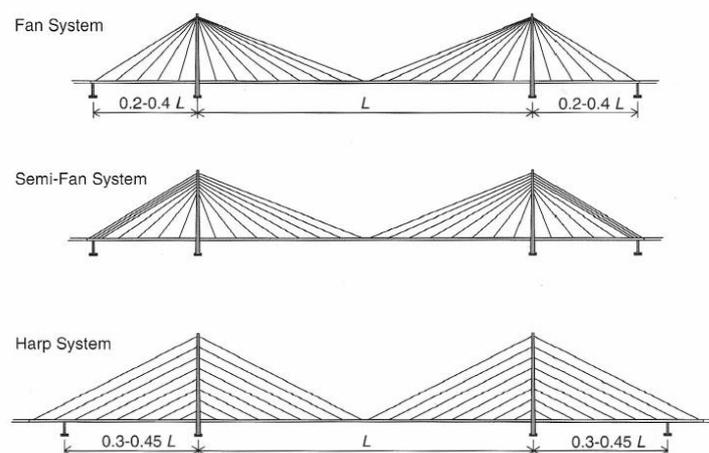


Figura 52. Tipologie di ponti strallati

Gli attacchi degli stralli all'impalcato sono in genere equidistanti, cosicché nel caso in cui le campate laterali sono più corte della metà di quella principale il numero degli stralli che vanno nella campata principale è più grande di quello degli stralli che sorreggono le campate laterali. In questo caso il cavo di ancoraggio dalla sommità del pilone al blocco di ancoraggio consiste di numerosi singoli stralli molto ravvicinati (come mostrato nello schema misto).

Nello schema ad arpa, il numero di stralli attaccati alla campata principale deve essere lo stesso di quelli che sorreggono le campate laterali. Con le pile di ancoraggio posizionate all'estremità di queste ultime, la lunghezza delle campate laterali è molto simile alla metà di quella della campata centrale; ciò però può essere inconveniente per la rigidezza complessiva del sistema. Allora può essere vantaggioso posizionare le pile di ancoraggio dentro le campate laterali (come in Figura 52). Posizionare gli ancoraggi vicino ai piloni può essere favorevole anche nello schema a ventaglio, se progettato con campate tutte uguali tra loro (Figura 53).

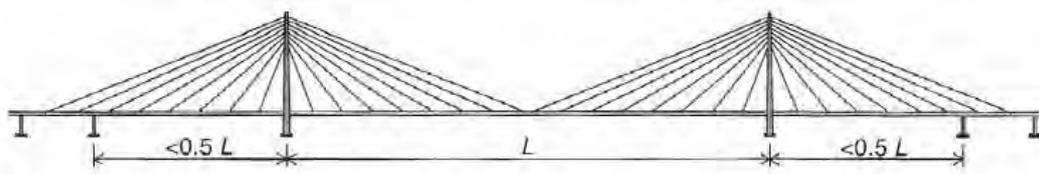


Figura 53. Schema misto con ancoraggio all'interno delle campate laterali

Per lo schema ad arpa il sistema strutturale più efficiente lo si ha se si posizionano nelle campate laterali numerose pile intermedie (Figura 54). Questa è la soluzione preferibile se le campate laterali sono sulla terra o in acque poco profonde.

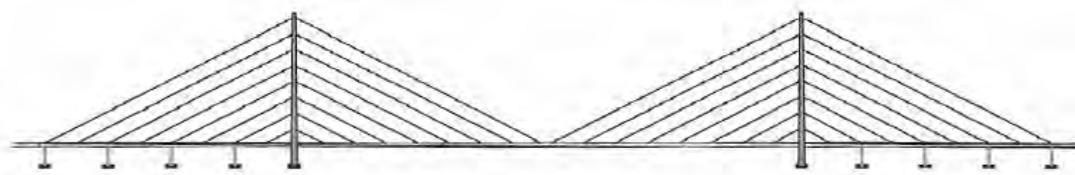


Figura 54. Schema ad arpa con supporti intermedi nelle campate laterali

Lo schema a ventaglio è teoricamente più conveniente in quanto l'antenna è prevalentemente compressa e gli stralli sono meglio sfruttati, ed inoltre il punto del pilone da cui dipartiscono tutti gli stralli è collegato al suolo dal cavo di ormeggio e quindi può subire spostamenti limitati; contemporaneamente però ha una maggiore difficoltà realizzativa per problemi di spazio e una grande concentrazione locale di

sforzi nei piloni dovuti all'affollamento dei cavi in sommità agli stessi (per questi motivi nei ponti recenti si adotta prevalentemente la disposizione mista).

Viceversa nello schema ad arpa gli stralli inferiori hanno una efficacia ridotta in quanto i punti di attacco all'antenna subiscono spostamenti a causa della deformabilità delle travi di riva; ciò provoca inoltre azioni flessionali nel pilone assenti nello schema a ventaglio. Lo schema ad arpa però ha il vantaggio di avere gli attacchi dei cavi all'impalcato tutti uguali, al contrario di quanto avviene in quello a ventaglio.

Il tipo più comune di ponte sorretto da cavi è quello a tre campate con la campata principale maggiore affiancata da altre due campate laterali più piccole; tuttavia, specialmente nei ponti strallati, in alcuni casi sono state utilizzate anche configurazioni a due campate dissimmetriche con una campata principale maggiore e una campata laterale un po' più piccola (Figura 55) o simmetriche con due campate principali di uguale luce (Figura 56); se le due campate sono uguali, è necessario stabilizzare la sommità del pilone con due cavi di ancoraggio, mentre lo schema dissimmetrico può essere fatto spesso con solo un cavo di ancoraggio nella campata più corta. Queste ultime scelte sono dettate in genere da motivi estetici o da precise esigenze dei terreni di fondazione, in quanto sono più costose di quella che, a parità di luce, impiega due piloni.

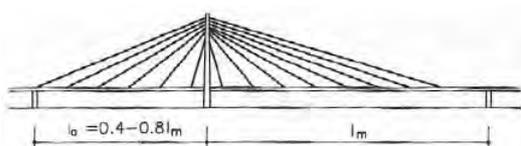


Figura 55. Ponte strallato a due campate dissimmetriche

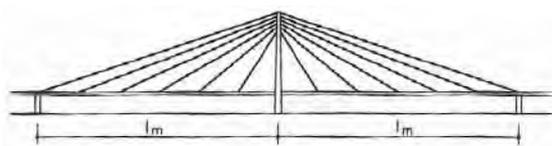


Figura 56. Ponte strallato a due campate simmetriche

La gran parte dei ponti a fune sono costruiti con tre o due campate, ma in alcuni casi particolari questo non è sufficiente. Una semplice soluzione che mantiene i vantaggi della configurazione a tre campate è quella di porre due o più ponti a tre campate in sequenza (Figura 57 sopra). Un vero ponte a fune multicampata consiste di una serie di campate principali una dietro l'altra (Figura 57 sotto). In molti casi, il ponte strallato multicampata è preferibile dal punto di vista dell'estetica e della funzionalità; tuttavia, strutturalmente, questa configurazione presenta numerosi problemi.

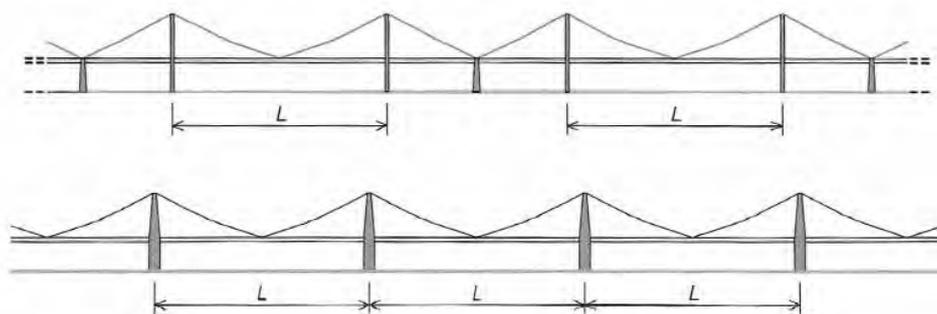


Figura 57. Ponti a fune multicampata

A causa della mancanza di cavi di ancoraggio da punti verticalmente fissi dell'impalcato alla sommità dei piloni, questo deve possedere una considerevole rigidezza flessionale per resistere (con spostamenti orizzontali accettabili in sommità) ai carichi da traffico in solo una delle due campate adiacenti il pilone stesso. In queste condizioni, il tiro dello strallo dalla campata caricata è più grande di quello dalla campata non caricata, così l'antenna deve resistere alla differenza delle forze orizzontali indotte da questi due cavi.

Ponti sorretti da cavi multicampata con molte campate principali di uguale luce finora sono stati costruiti solo in pochi casi; un esempio è il Rion-Antirion Bridge costruito in Grecia nel 2004 (Figura 58).



Figura 58. Rion-Antirion Bridge (Grecia) 2004

In linea generale si può dire che i ponti strallati moderni tendono ad avere un numero molto elevato di stralli il cui interasse longitudinale è passato da 30÷50 m, nelle prime realizzazioni, a 6÷15 m nei ponti più recenti, rimanendo comunque sempre superiore negli impalcato di acciaio rispetto a quelli in calcestruzzo.

La soluzione con stralli radi comportava grandi sforzi nei cavi che richiedevano quindi complicati congegni di ancoraggio, nonché spessori notevoli di impalcato se non addirittura stralli rivestiti in c.a.p. o combinati (Figura 59 a sinistra).

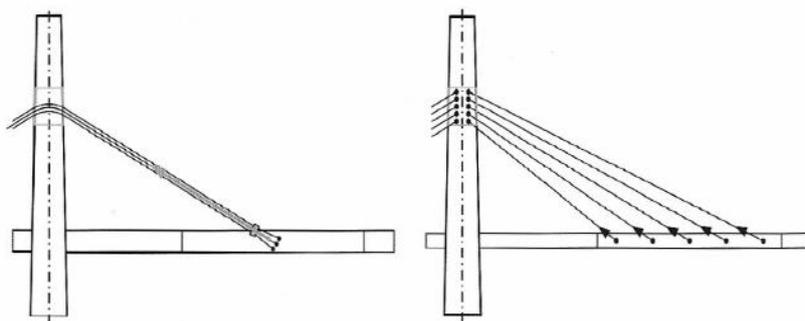


Figura 59. Sistema di strallatura con pochi cavi combinati (sinistra) e multistrallo (destra)

Il grande numero di stralli (Figura 59 a destra) offre invece molti vantaggi:

- 1) la travata di impalcato può essere molto sottile, al limite priva di rigidità flessionale, poiché gli effetti locali del carico, tra due stralli contigui, perdono di importanza;
- 2) gli stralli sono più piccoli e quindi più facili da trasportare e da montare. Si riducono inoltre le forze concentrate all'attacco dell'impalcato e dei piloni, punti di per sé critici;
- 3) è facile sostituire gli stralli in esercizio qualora ciò si rendesse necessario per invecchiamento naturale o per cause accidentali. Con stralli molto ravvicinati la sostituzione può avvenire addirittura senza chiudere il ponte al traffico;
- 4) sono facilitate le operazioni di costruzione in quanto ogni uno o due conci di impalcato si mette in opera uno strallo e quindi la parte che deve reggersi a sbalzo è molto limitata⁷;
- 5) si migliora la stabilità aerodinamica.

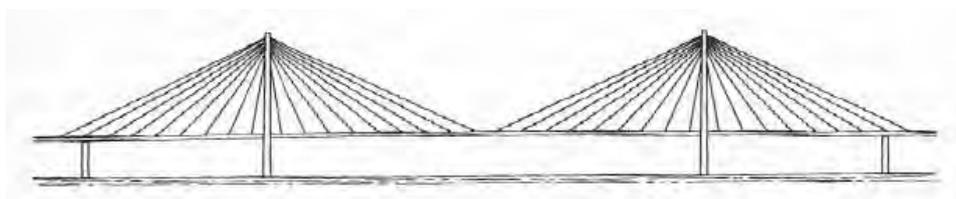


Figura 60. Ponte strallato con sistema di strallatura diffusa

Di fondamentale importanza risulta la scelta di quanti stralli porre in opera, quindi di come disporre i vincoli sull'impalcato, in quanto essa influenza i diagrammi degli sforzi assiali nell'impalcato stesso (Figura 61). Gli schemi (c) e (d) sarebbero in linea teorica

⁷ In alcuni casi si è arrivati a disporre uno strallo provvisorio alla estremità dell'attrezzatura di varo in modo da non avere mai l'impalcato a sbalzo.

da preferirsi per i ponti metallici poiché, risultando l'impalcato teso, eliminano i pericoli di instabilità (locale e globale) per la travata. Questi schemi peraltro sono di difficile realizzazione in quanto presuppongono il montaggio del ponte dal centro verso le torri mentre risulta molto più pratico costruire l'impalcato per sbalzi successivi procedendo dalle campate di riva verso il centro.

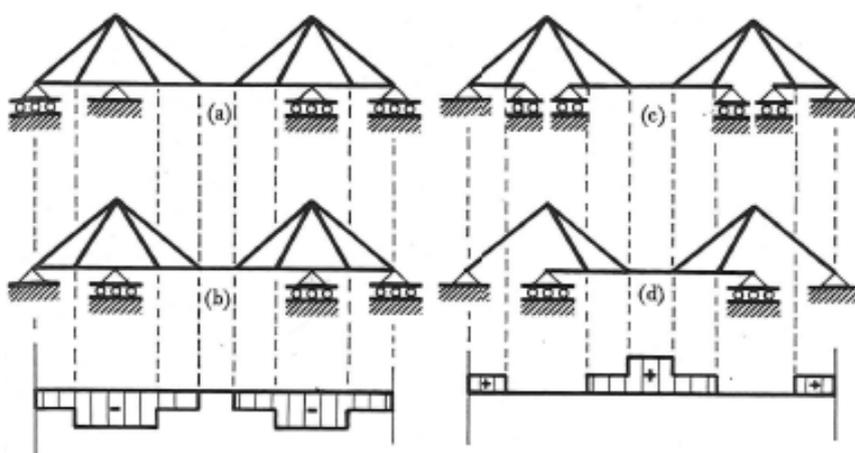


Figura 61. Diagrammi degli sforzi assiali nella travata (- compressione; + trazione) a seconda di come è vincolata

Uno schema molto interessante, combinato perché nasce dalla fusione di un ponte sospeso con uno strallato a ventaglio (Figura 62), è quello che è stato applicato ai ponti sostenuti da cavi costruiti nel 19° secolo, in particolare nel ponte di Brooklyn (Figura 63) dove gli stralli sono di supplemento ai suoi cavi principali parabolici e ai pendini verticali.

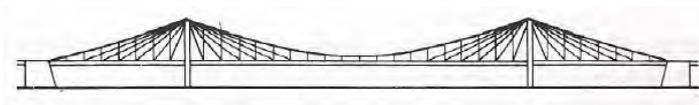


Figura 62. Sistema combinato sospeso e strallato



Figura 63. Ponte di Brooklyn

Oltre alla configurazione dei cavi, i ponti a fune si possono anche distinguere dal modo in cui il sistema di cavi è ancorato alle estremità.

Nel sistema ancorato a terra sia la componente verticale che la componente orizzontale della forza dello strallo sono trasferite al blocco di ancoraggio (Figura 64(a)). Nel sistema autoancorato invece la componente orizzontale della forza del cavo è trasferita

all'impalcato, mentre la componente verticale è assorbita dalla pila di ancoraggio (Figura 64(b)).

Nella maggioranza dei casi i ponti strallati adottano uno schema di tipo autoancorato (per esempio il Ponte di Normandia in Francia, Figura 65) e l'impalcato è così soggetto a sforzi prevalentemente di compressione, mentre nei ponti strallati ancorati a terra (per esempio il Ponte all'Indiano a Firenze, Figura 66) l'impalcato è prevalentemente in trazione. Gli stralli, che sono essenzialmente costituiti da trefoli in acciaio ad alta resistenza avvolti a spirale o paralleli ed inguainati, risultano sempre tesi, anche quelli di ormeggio o di mezzeria che, in base ad alcune condizioni di carico, sono soggetti a grandi escursioni di sforzo, rimanendo però sempre in trazione.

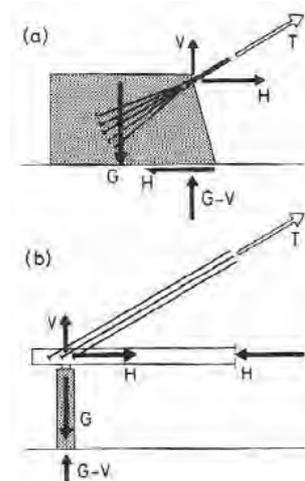


Figura 64. Connessione tra lo strallo della campata laterale e la pila (blocco) di ancoraggio nel sistema ancorato a terra (a) e quello autoancorato (b)



Figura 65. Ponte di Normandia (Francia)



Figura 66. Ponte all'Indiano (Firenze, Italia)

2.2 Gli schemi strutturali ed il comportamento statico

Gli schemi strutturali tipici dei ponti strallati possono suddividersi quindi in due categorie fondamentali che si differenziano sostanzialmente soprattutto nei riguardi del comportamento statico, mentre la loro differenziazione formale è legata solo alla disposizione geometrica degli stralli, come viene ricordato in Figura 67.

In merito alla natura dei vincoli esterni ed interni della struttura agli estremi di ogni strallo si possono ipotizzare delle cerniere, senza però che queste costituiscano degli snodi delle membrature cui fanno capo.

I vincoli rimanenti si possono definire come risulta invece dalla seguente tabella riportata in Figura 68:

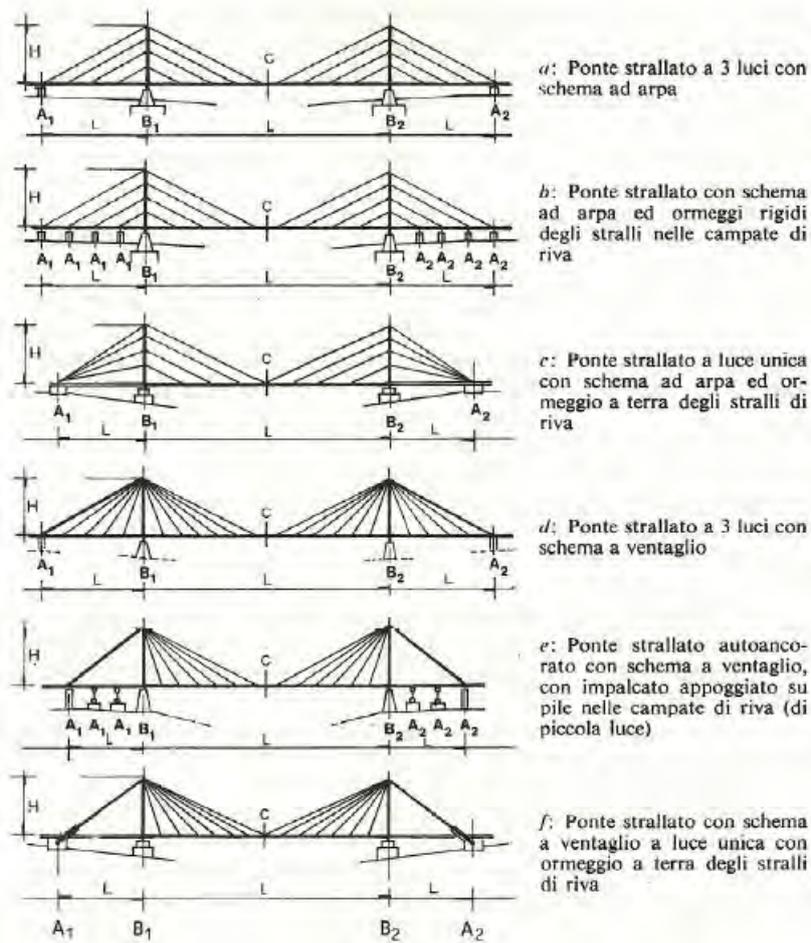


Figura 67. Tipologie del ponte strallato

Schema (fig. 1.2) Vincoli	Vincoli					
	1, 2, a	1, 2, b	1, 2, c	1, 2, d	1, 2, e	1, 2, f
$A_1; A_2$	pendolo verticale	pendolo verticale	cerniera	pendolo verticale	pendolo verticale	cerniera
$A_1; A_2$	—	pendolo verticale	—	—	pendolo verticale	—
B_1	appoggio fisso	appoggio fisso	appoggio scorrevole	appoggio fisso	appoggio fisso	appoggio scorrevole
B_2	appoggio scorrevole (**)	appoggio scorrevole (**)	appoggio scorrevole (*)	appoggio scorrevole (**)	appoggio scorrevole (**)	appoggio scorrevole (*)

Figura 68. Tabella dei vincoli esterni ed interni delle varie tipologie di ponte strallato

Nello schema a tre luci con disposizione ad arpa degli stralli la presenza di una trave irrigidente associata all'impalcato (o, meglio, facente parte integrante di esso) è necessaria per assicurare la stabilità del sistema nel proprio piano. Infatti, quando la struttura fosse snodata in corrispondenza di tutti i punti di collegamento degli stralli all'impalcato ed alle antenne, la struttura stessa risulterebbe labile e potrebbe assorbire i carichi derivanti dal peso proprio soltanto in condizioni di perfetta simmetria geometrica e di carico. In genere, perciò, in tale schema sono sempre continui sia l'impalcato che le antenne in modo da rendere il sistema iperstatico e tale da poter assorbire distribuzioni qualsiasi dei carichi mobili (Figura 69). Si inducono tuttavia forti momenti di nocciolo nelle sezioni dell'impalcato e dei piloni facenti capo allo strallo il cui asse incontra l'impalcato ove è applicato il carico mobile e l'intervento della strallatura nella diffusione e nel livellamento di tali momenti risulta tanto più efficace quanto più elevata è la rigidezza flessionale EJ dell'impalcato e dei piloni.

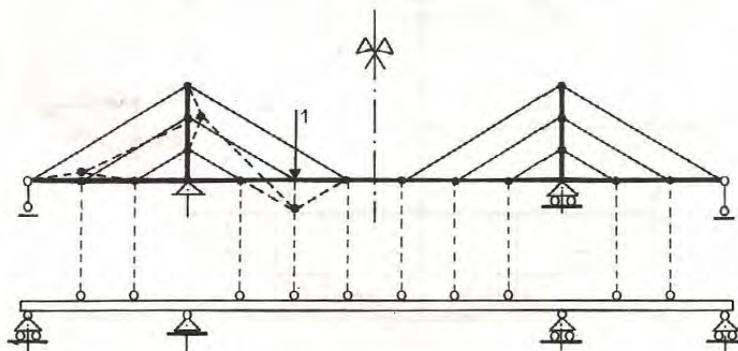


Figura 69

Lo schema a tre luci con disposizione ad arpa degli stralli richiede perciò una grossa e pesante trave irrigidente d'impalcato e può considerarsi economicamente valido in un campo piuttosto ristretto di luci libere, praticamente fino a 400 m.

Tale schema richiede inoltre un distanziamento Δ ridottissimo fra i punti d'attacco degli stralli all'impalcato, in quanto riducendo Δ risultano trascurabili i momenti flettenti dovuti al peso proprio dell'impalcato, nonché piloni molto più alti in quanto, essendo:

$$N_{max} = -\frac{\bar{q}L^2}{4H} \quad \{\bar{q} = \bar{g} + \bar{p}\}$$

il valore massimo dello sforzo assiale nell'impalcato (in corrispondenza delle antenne) per una distribuzione di carico uniforme su tutto il ponte, occorre realizzare piloni di altezza $H = (0,25 \div 0,5)L$ per evitare sforzi assiali troppo elevati nell'impalcato. Questi

ultimi presentano per altro, per una distribuzione uniforme di carico, un andamento a gradini ad inviluppo lineare (Figura 70), come risulta immediatamente in quanto segue.

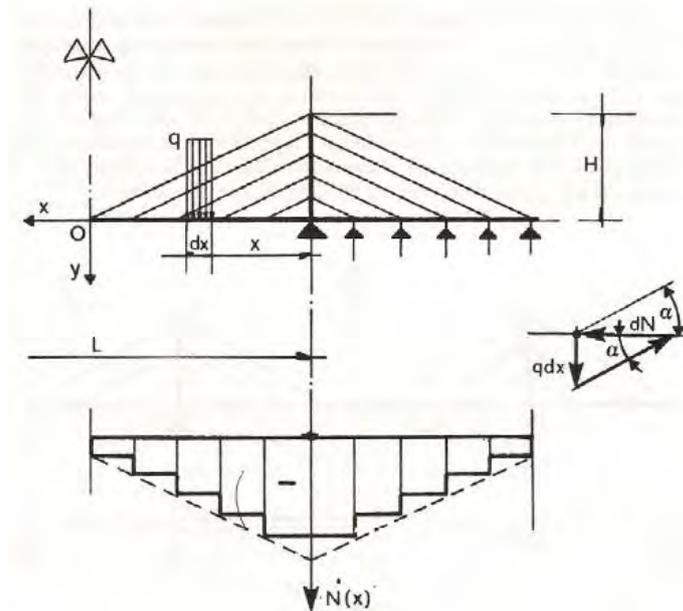


Figura 70

Supposta la strallatura diffusa (Δ piccolissimo), si ha:

$$\frac{dN}{q dx} = \frac{1}{\tan \alpha} = \frac{L/2}{H} (= \text{cost}) \quad \rightarrow \quad dN = \frac{qL}{2H} dx$$

da cui: $N(x) = \frac{qL}{2H} x \quad |N_{max}| = N\left(x = \frac{L}{2}\right) = \frac{qL^2}{4H}$.

Nello schema di Figura 67b con disposizione ad arpa degli stralli e con impalcato continuo appoggiato su pile rigide nelle campate di riva ove sono ormeggiati gli stralli, la struttura sarebbe stabile anche se l'impalcato e i piloni fossero privi di rigidità flessionale, ossia se i punti di attacco degli stralli all'impalcato ed alle antenne fossero snodati (Figura 71); in tal caso però le discontinuità deformazionali nell'impalcato dovute alla presenza di un carico concentrato nella campata centrale risulterebbero incompatibili con le condizioni di esercizio (traffico) e perciò intollerabili. Di qui la necessità di rendere continuo l'impalcato e i piloni; in questo caso, però, non per motivi di stabilità, ma di deformabilità. Peraltro un impalcato continuo e flessorrigido non riduce sensibilmente la deformabilità della struttura (che è principalmente dovuta a quella assiale degli stralli), ma consente di incrementare sensibilmente il numero degli stralli contemporaneamente impegnati nelle zone adiacenti alle sezioni caricate da forze concentrate, e tanto maggiormente quanto maggiore è il valore EJ dell'impalcato.

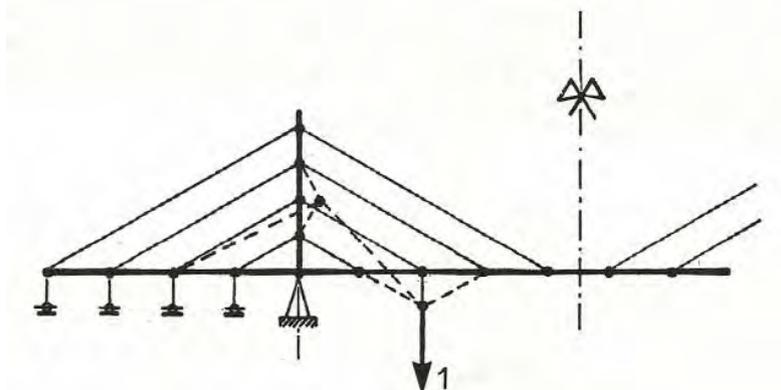


Figura 71

Per quanto concerne lo schema strutturale rappresentato in Figura 67c a luce unica, valgono in gran parte le considerazioni già formulate in merito agli aspetti deformativi ed ai parametri geometrici in gioco, ma con le seguenti differenze:

- a) è necessario che gli stralli centrali confluiscono nella sezione di mezzeria per evitare che condizioni non simmetriche del sovraccarico accidentale inducano forti spostamenti orizzontali dell'impalcato;
- b) l'impalcato risulta prevalentemente teso per le azioni derivanti dal peso proprio e fortemente tensoinflesso per l'applicazione dei sovraccarichi accidentali nelle zone d'influenza dei momenti di nocciolo.

L'andamento degli sforzi assiali (di trazione) è lineare per carico q uniformemente distribuito, con valore nullo agli estremi e valore massimo in mezzeria.

Nello schema strutturale di Figura 67d a tre luci con disposizione a ventaglio degli stralli non sarebbe necessario rendere continuo l'impalcato per assicurare la stabilità alla struttura perché la presenza di snodi-cerniera in corrispondenza dei punti d'attacco degli stralli all'impalcato darebbe luogo ad una grande travatura reticolare, staticamente determinata se i vincoli sono quelli dianzi definiti. La presenza di un impalcato continuo flessorigido non altera il dominante comportamento reticolare, ma rende la struttura compatibile, nei riguardi della deformabilità locale, con le condizioni di esercizio relative all'applicazione di stese di carico accidentale mobile di limitata lunghezza.

Questo schema strutturale, per la minore entità degli sforzi assiali nell'impalcato, a parità di luce ed altezza dei piloni rispetto agli schemi precedenti, risulta economicamente valido in un campo molto più ampio di luci libere (200÷1500 m), come appare immediatamente quando si valuta lo sforzo assiale $N(x)$ nell'impalcato in

corrispondenza, per esempio, di un carico q uniformemente distribuito sulla struttura (Figura 72) nell'ipotesi di strallatura diffusa (Δ piccolissimo).

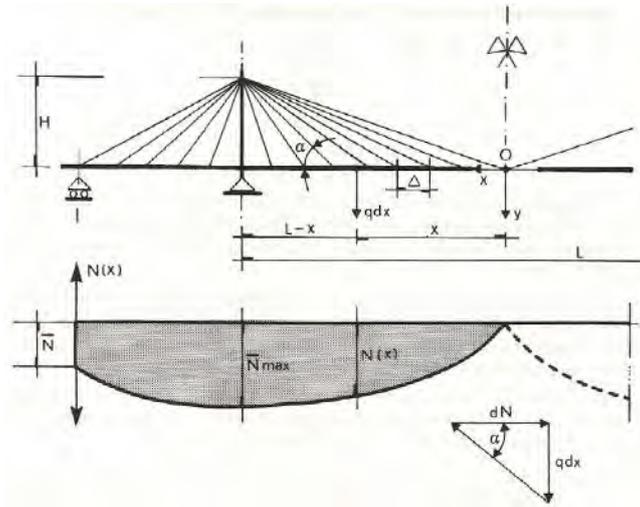


Figura 72

Si ha invece, nella generica sezione di ascissa x :

$$\frac{dN}{q dx} = \frac{1}{\tan \alpha} = \frac{\frac{L}{2} - x}{H}$$

da cui: $dN = \frac{q}{H} \left(\frac{L}{2} - x \right) dx$ $N(x) = \frac{q}{H} \int_0^x \left(\frac{L}{2} - x \right) dx = \frac{q}{H} \left(\frac{L}{2} x - \frac{x^2}{2} \right)$.

Lo schema a ventaglio considerato può essere perciò convenientemente realizzato anche in c.a., o con impalcato in struttura mista acciaio-calcestruzzo, o interamente in acciaio, passando dalle luci minori (200÷400 m) a quelle intermedie (400÷700 m) ed a quelle maggiori (700÷1500 m).

La stabilità degli stralli di ormeggio in questo schema è legata al rapporto fra luce della campata centrale e quella delle campate laterali in funzione del parametro p/g , rapporto fra carico accidentale e carico permanente, valutati entrambi per unità di lunghezza.

Per $x = L/2$ (sezioni dell'impalcato in corrispondenza delle pile), si ha: $|N_{max}| = \frac{qL^2}{8H}$.

Lo sforzo assiale nell'impalcato, per q uniformemente distribuito sull'impalcato stesso, varia con legge parabolica passando dalla sezione di mezzeria a quelle in corrispondenza dei piloni, mentre risulta che, a parità di H , lo sforzo assiale massimo nell'impalcato risulta pari alla metà di quello che si ha per lo schema strutturale con strallatura ad arpa. Quindi, a parità di sforzo assiale massimo nell'impalcato, lo schema delle Figure 67a e 67b richiede altezza dei piloni pari a due volte quella degli schemi delle Figure 67d e 67e.

Con riferimento alla struttura di Figura 67d gli stralli per i quali occorre verificare che i valori di taluni parametri di progetto ne garantiscano la stabilità sono quelli di ormeggio. Si considereranno instabili questi stralli quando in essi lo sforzo di trazione si annulla, data l'assoluta incapacità di essi a sopportare sforzi di compressione per l'altissimo grado di snellezza che li caratterizza.

Per il peso proprio 'g' uniformemente distribuito su tutta la lunghezza "2l + L" della struttura, le reazioni di estremità hanno il valore (Figura 73):

$$\bar{A}_g = -g \left(\frac{L}{2} - \frac{L^2}{8l} \right)$$

dove, posto $L = Kl$, assume la forma: $\bar{A}_g = -gl \left(\frac{K^2}{8} - \frac{1}{2} \right)$.

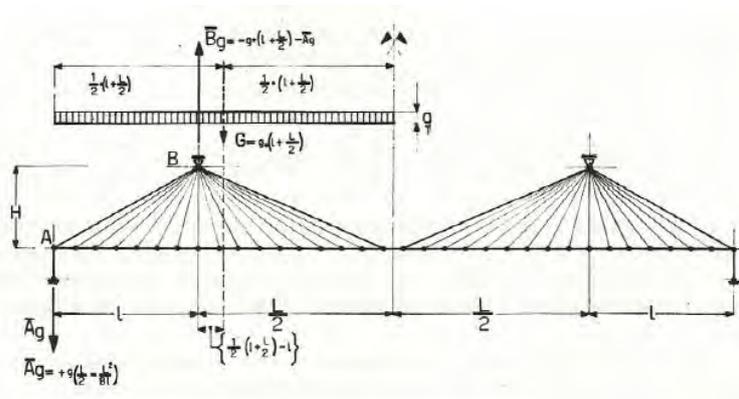


Figura 73

Per la condizione di carico "p" in $x = 0 \div l$, facilmente rilevabile dalla linea di influenza della reazione \bar{A} , la reazione A_p ha il valore (Figura 74):

$$A_p = p \frac{l}{2}$$

Per la stabilità dello strallo di ormeggio deve aversi: $|A_g^{(-)}| > |A_g^{(+)}|$, ossia $\frac{g}{p} > \frac{1}{\frac{K^2}{4} - 1}$.

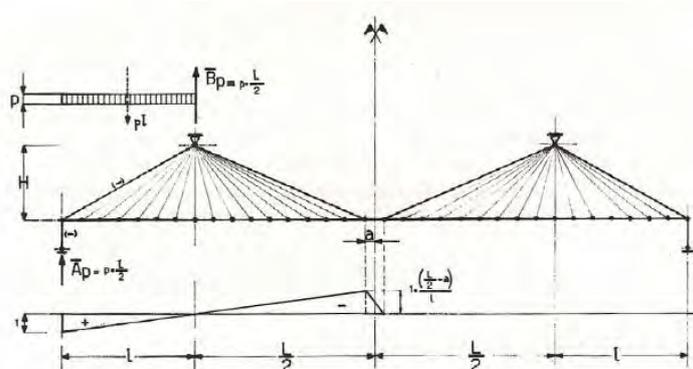


Figura 74

Con impalcati in acciaio ($g_a/B \cong 4 \text{ KN/m}^2$; $g_{pv}/B \cong 2 \text{ KN/m}^2$; $p/B \cong 6 \text{ KN/m}^2$; $B =$ larghezza dell'impalcato), risulta in genere: $g/p \cong 1$, per cui la condizione di stabilità degli stralli di ormeggio diventa: $1 > \frac{1}{\frac{K^2}{4}-1}$, ossia $K > 2,83$.

Con impalcati a struttura mista ($g_a/B \cong 2,5 \text{ KN/m}^2$; $g_c/B \cong 6 \text{ KN/m}^2$; $g_{pv}/B \cong 2 \text{ KN/m}^2$; $p/B \cong 6 \text{ KN/m}^2$; $B =$ larghezza dell'impalcato), risulta in genere: $g/p \cong 1,8$, per cui la condizione di stabilità degli stralli di ormeggio diventa: $1,8 > \frac{1}{\frac{K^2}{4}-1}$, ossia $K > 2,5$.

Con impalcati in c.a. costruiti a sbalzo ($g_a/B \cong 19,5 \text{ KN/m}^2$; $g_{pv}/B \cong 2 \text{ KN/m}^2$; $p/B \cong 6 \text{ KN/m}^2$; $B =$ larghezza dell'impalcato), risulta in genere: $g/p \cong 3,6$, per cui la condizione di stabilità degli stralli di ormeggio diventa: $3,6 > \frac{1}{\frac{K^2}{4}-1}$, ossia $K > 2,25$.

2.3 Sezioni di impalcato

Nella direzione trasversale del ponte si possono trovare numerose soluzioni diverse per la disposizione degli stralli; questi cavi possono essere contenuti sostanzialmente tutti in un unico piano oppure in due piani distinti.

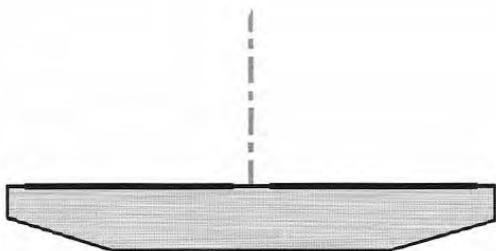


Figura 75. Sistema ad unico piano centrale di stralli

Il primo caso (Figura 75) è stato usato in molti ponti strallati. Con questa soluzione l'impalcato è supportato soltanto verticalmente dalla strallatura, e quindi i momenti torsionali devono essere trasmessi all'impalcato; trasversalmente infatti questo

elemento si comporta come due mensole incastrate nel piano medio verticale che contiene gli stralli: questo per quanto riguarda i carichi simmetrici poiché le eventuali dissimmetrie devono essere portate necessariamente per torsione nell'impalcato. Per questo motivo la disposizione degli stralli in un unico piano richiede necessariamente l'applicazione di un impalcato con una considerevole rigidità torsionale, ossia un impalcato a cassone (Figura 76). Inoltre, è necessario che la strada abbia uno spartitraffico di larghezza sufficiente per consentire margini di sicurezza adeguati tra i veicoli e le funi (Figura 77).

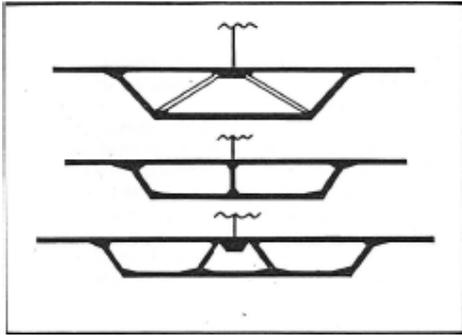


Figura 76. Sezioni di impalcato a cassone per strallatura centrale



Figura 77. Millau Bridge (Francia) 2004

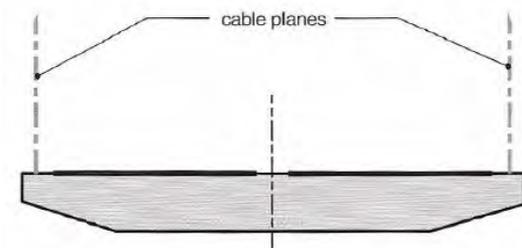


Figura 78. Sistema di strallatura a due piani verticali

Nel caso invece di stralli su due piani l'impalcato è supportato dal sistema di cavi sia verticalmente che torsionalmente; il comportamento trasversale è quello di una trave semplicemente appoggiata alle estremità.

La dissimmetria dei carichi accidentali provoca reazioni diverse negli stralli e la sezione di impalcato può essere ancora a cassone oppure può essere costituita da due travi di bordo, disposte il più possibile sotto gli stralli, collegate da travi di irrigidimento trasversali (Figura 79).

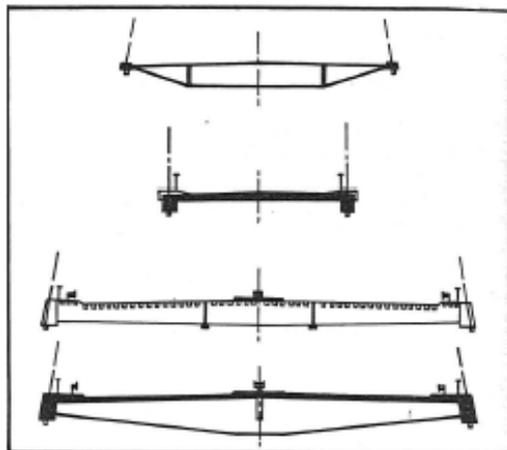


Figura 79. Sezioni di impalcato per strallatura a due piani

I due piani che contengono gli stralli possono essere verticali oppure inclinati (Figura 80); anche in questo caso comunque l'impalcato è supportato sia verticalmente che torsionalmente dal sistema di cavi.

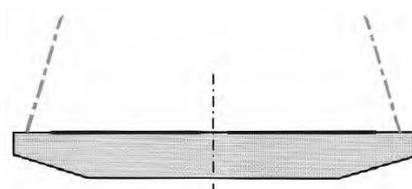


Figura 80. Strallatura a due piani inclinati



Figura 81. Ponte ferroviario TAV sul Po a Piacenza, con stralli a due piani verticali

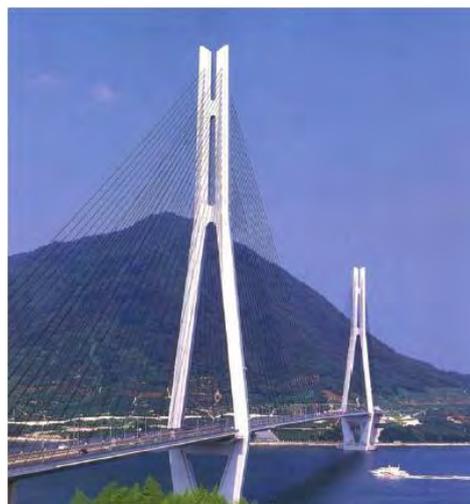


Figura 82. Tatara Bridge (Giappone), con stralli a due piani inclinati

La deformabilità dei ponti strallati non dipende essenzialmente dalla rigidità dell'impalcato (come nei ponti sospesi classici a travata irrigidente) ma principalmente dal sistema di strallatura. Se progettato correttamente il ponte strallato ha un regime di sollecitazioni flessionali nell'impalcato di tipo secondario, consentendo così altezze dell'impalcato molto ridotte (sostanzialmente legate alla larghezza dello stesso) con notevoli benefici anche sul piano estetico.

Le tipologie strutturali dell'impalcato, unitamente a quelle delle antenne quando queste sono impostate sull'impalcato, possono essere quindi molto differenziate nei vari casi, ma debbono possedere generalmente alcune caratteristiche comuni in relazione al fatto che in ogni caso l'impalcato deve essere in grado di assorbire le notevolissime sollecitazioni di pressoflessione deviata indotte dai carichi verticali (permanenti e accidentali) e dal vento, nonché le azioni torcenti prodotte da distribuzioni dei sovraccarichi eccentriche rispetto all'asse dell'impalcato. Inoltre l'impalcato deve anche presentare caratteristiche di forma tali da minimizzare gli effetti aerodinamici del vento. Per il tipo e l'entità delle sollecitazioni statiche (pressoflessione e torsione) sono preferibili allora sezioni chiuse che presentano valori elevati di I e di Θ , come già evidenziato, anche con valori modesti dell'altezza della sezione. Pertanto, sia nel caso di impalcati in c.a., sia nel caso di impalcati in acciaio o a struttura mista acciaio-calcestruzzo, si possono strutturare le sezioni trasversali, ad esempio, secondo gli schemi illustrati in Figura 83.

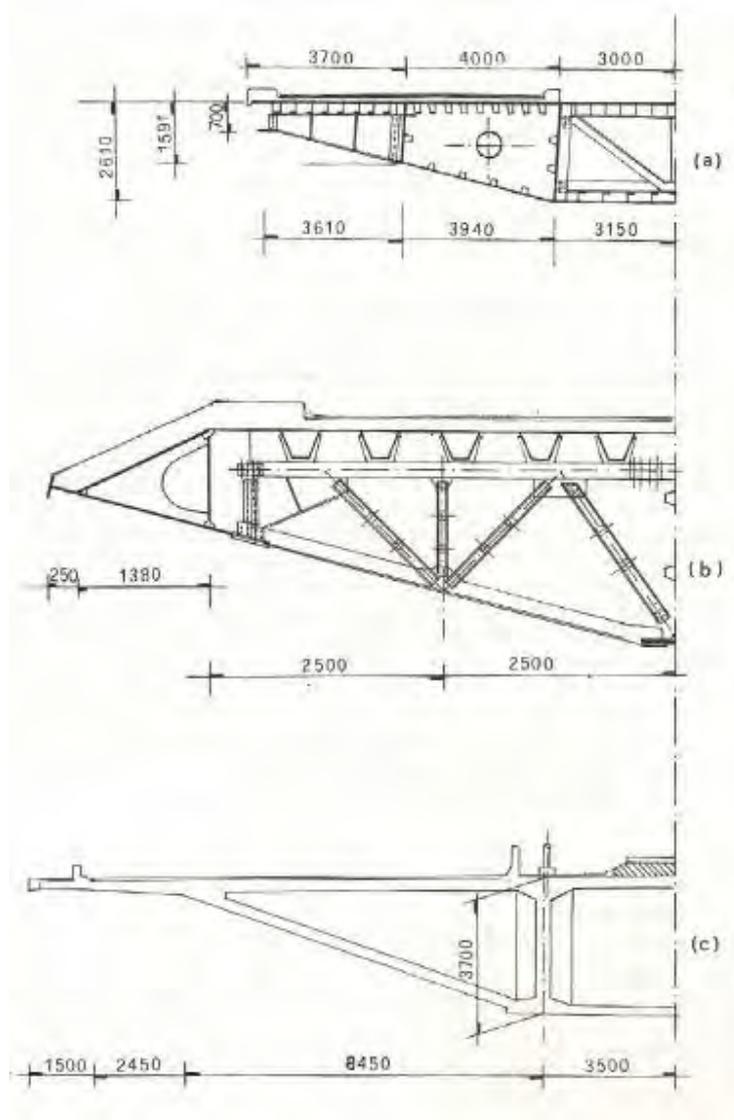


Figura 83. Sezioni tipiche di impalcati per ponti strallati

2.4 Geometria dei piloni

A seconda del tipo di disposizione longitudinale e trasversale degli stralli cambia la geometria dei piloni, dalla forma alle dimensioni.

Se il ponte ha gli stralli contenuti in un unico piano verticale l'antenna può essere costituita da un unico pilone oppure da una Y rovescia, o lambda ed A, nel qual caso bisogna che sia rispettata la sagoma limite per il transito dei veicoli (Figura 84).

Nel caso invece di stralli su due piani, se questi sono verticali il pilone deve avere due ritti, eventualmente collegati in sommità da un traverso (forma ad H); se invece i piani

convergono in sommità allora il pilone avrà forma a V rovescia, o lambda ed A, e bisognerà controllare quanto già detto sulla sagoma limite (Figura 85).

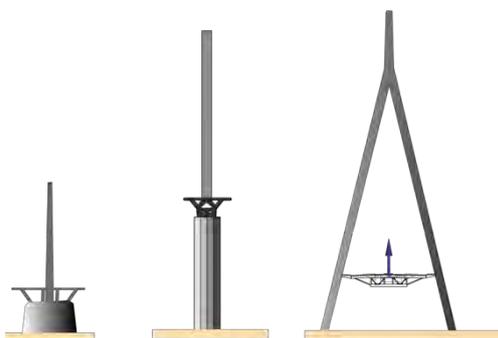


Figura 84. Forme di pilone per stralli in unico piano

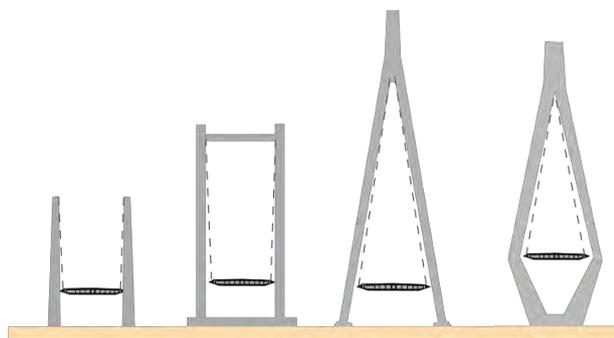


Figura 85. Forme di piloni per stralli disposti su due piani

Tuttavia, le forme di piloni che vengono più usate in generale sono quelle ad A (Figura 86) o a lambda (Figura 82), poiché le torri sono connesse in sommità (facendo sì che questa forma vada bene sia per stralli in un unico piano che stralli su due piani), ma soprattutto perché hanno una maggiore rigidezza per sollecitazioni in direzione trasversale e riducono le oscillazioni torsionali.



Figura 86. Torre ad A sullo Young-Pu Bridge (Cina)

L'altezza del pilone influenza molto la statica del ponte, infatti con l'aumento dell'angolo cavo-impalcato (cioè piloni alti) diminuisce anche la trazione nello stesso. L'inclinazione ottimale dei cavi è 45° ma può variare nel ragionevole limite di $25^\circ \div 65^\circ$ con i valori più bassi per i cavi esterni al pilone. Per questa ragione, a parità di luce da superare, i piloni di un ponte strallato sono molto più alti dei corrispondenti piloni di un ponte sospeso, e, come già spiegato, i piloni di un ponte strallato con schema ad arpa sono più alti di quelli di un ponte con schema a ventaglio.

Un parametro caratteristico dei ponti a fune (strallati o sospesi che siano) è la "snellezza" definita come il rapporto tra l'altezza dei piloni, misurata dall'impalcato, e la luce della campata principale. La Figura 87 fa vedere come la quantità complessiva dei cavi π sia fortemente influenzata da questo rapporto; in figura è anche indicata la zona entro cui si collocano la maggior parte dei ponti strallati fin qui costruiti.

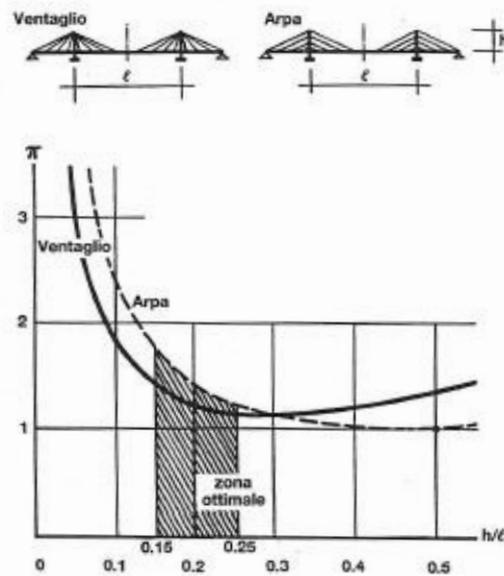


Figura 87. Peso complessivo dei cavi in funzione della snellezza

Come si vede i ponti strallati hanno piloni sensibilmente più alti (circa il doppio) di quelle dei ponti sospesi, la cui snellezza media può collocarsi intorno ad $1/10$.

Se si intendono come sottostrutture quelle che si sviluppano al di sotto dell'impalcato, ossia quelle strutture che comprendono le fondazioni e le parti in elevazione fino all'impalcato, si può riconoscere che nella quasi totalità dei casi queste strutture sono in c.a., e in particolare nel caso in cui il complesso delle sovrastrutture si imposta rigidamente sulle pile, ossia quando il medesimo complesso delle sovrastrutture può identificarsi con una grande trave armata (Figura 88) in cui la trave è costituita dall'impalcato e l'armatura dall'insieme stralli-piloni.

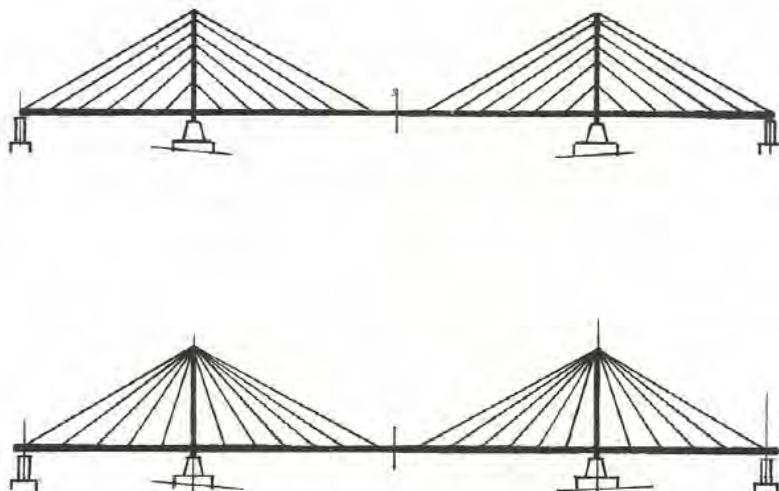


Figura 88

Anche quando però i piloni partono direttamente dalle fondazioni vere e proprie e si sviluppano prevalentemente al di sopra dell'impalcato tutte le sottostrutture, quelle convenzionali e quelle reali, sono solitamente in c.a. per motivi economici; i piloni possono tuttavia strutturarsi anche in acciaio se si vuole ridurre il carico unitario sul terreno fondazionale, ma in tal caso anche l'impalcato sarà metallico per minimizzare il peso proprio della struttura.

Nella Figura 89 è raffigurata una soluzione tipica di sottostruttura di ponte strallato su cui direttamente si imposta il complesso formato dall'impalcato, dai piloni e dagli stralli; nella Figura 90 è invece raffigurata una soluzione nella quale i piloni, impostandosi direttamente sulle fondazioni, debbono considerarsi parte integrante delle sottostrutture.

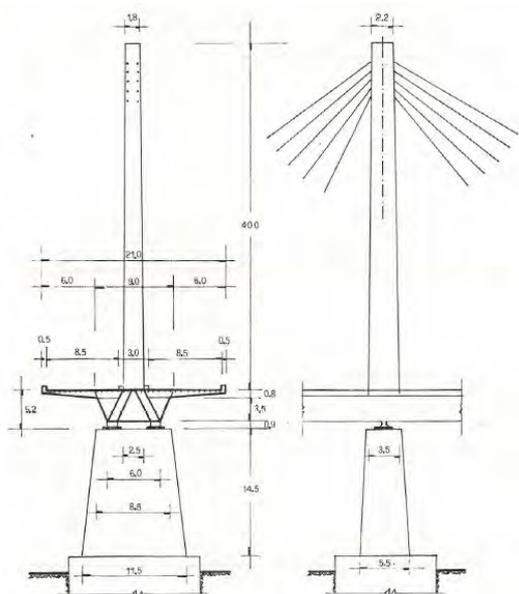


Figura 89

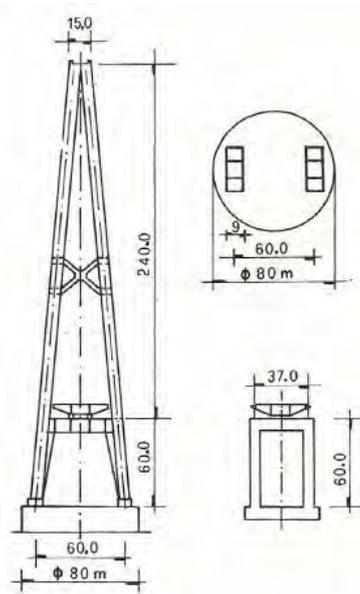


Figura 90

Per quanto riguarda le azioni trasversali (vento, azioni sismiche), negli schemi ad arpa e a ventaglio la tipologia dei vincoli nel piano orizzontale tra piloni ed impalcato deve essere tale che si realizzino sulle 4 pile (le due di ormeggio alle estremità del ponte e le due intermedie a torre) altrettanti appoggi scorrevoli longitudinalmente, reagenti nel piano orizzontale soltanto trasversalmente (ad esempio Figura 91), ossia in direzione normale all'asse dell'impalcato. Questi vincoli debbono poi essere ubicati in corrispondenza del piano verticale che contiene l'asse dell'impalcato in modo da consentire le rotazioni elastiche dovute alle azioni trasversali dell'impalcato stesso nel piano orizzontale, rotazioni corrispondenti allo schema strutturale assegnato all'impalcato nello stesso piano.

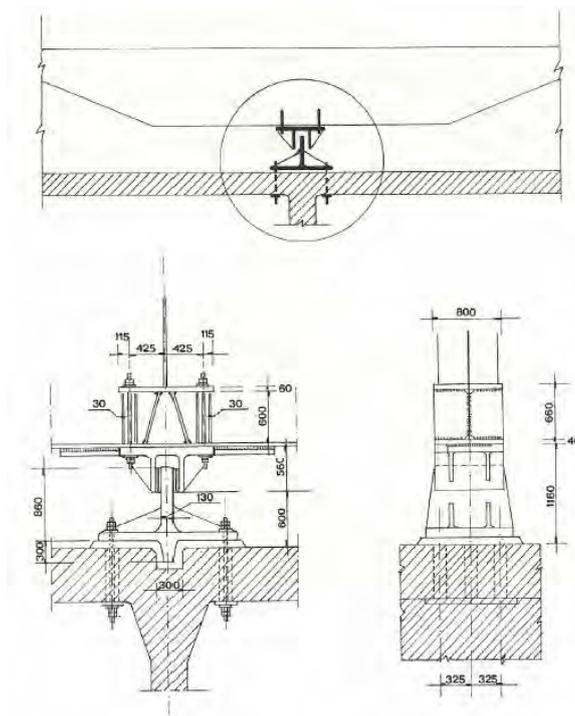


Figura 91. Esempio di apparecchio d'appoggio di tipo meccanico (longitudinalmente scorrevole) fra pilone ed impalcato per la trasmissione delle sole azioni orizzontali trasversali

I vincoli assegnati alla struttura negli schemi ad arpa e a ventaglio consentono in genere alla struttura stessa, nei ponti stradali, di assorbire gli sforzi e di rendere tollerabili le corrispondenti deformazioni nel piano longitudinale, dovute alle variazioni termiche uniformi ed alle forze di frenatura. Ma tali vincoli da soli non sono in genere più sufficienti ad assicurare alla struttura deformazioni longitudinali elastiche compatibili con le condizioni di esercizio, e soprattutto con le condizioni di resistenza regolamentari quando si considerino azioni sismiche orizzontali agenti nel piano longitudinale, o forze di frenatura quando si tratti di ponti ferroviari. In tal caso infatti, qualora non si introducessero ulteriori speciali vincoli interni ausiliari, sarebbero trasmesse alla sommità dei piloni forze longitudinali di entità troppo elevate che porterebbero sul terreno fondazionale, con gli ordinari valori di H , momenti flettenti agenti nel piano longitudinale di entità notevolissima (Figura 92).

Detti vincoli supplementari si introducono in corrispondenza delle "intersezioni" tra impalcato e piloni e debbono poter reagire soltanto agli sforzi sopraspecificati, che sono sforzi dinamici di breve durata.

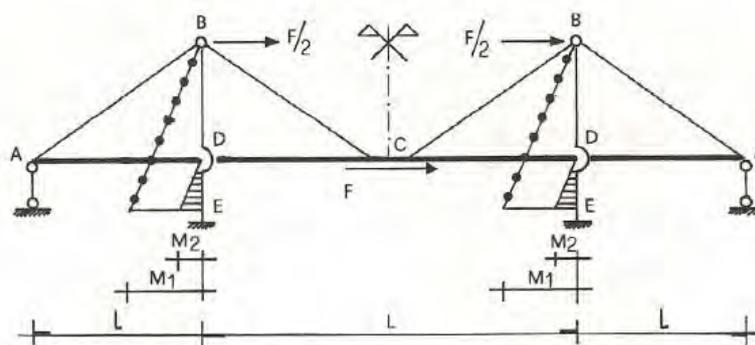


Figura 92

Di conseguenza i momenti flettenti agenti nel piano longitudinale al livello delle fondazioni si riducono mediamente ad $1/2 \div 1/3$ del valore che avrebbero in assenza di tali vincoli supplementari ausiliari. Questi vincoli sono di carattere viscoso, nel senso che sviluppano reazioni di entità trascurabile quando gli spostamenti relativi fra pilone ed impalcato avvengono in intervalli di tempo sufficientemente lunghi, come ad esempio avviene per le variazioni termiche fra il giorno e la notte o per il caricamento dei ponti stradali a grandi luci, che richiedono sempre parecchi minuti. In altri termini questi vincoli funzionano come rigidi se l'azione dinamica è improvvisa, ossia se si applica in un tempo variabile da qualche secondo a qualche decina di secondi, mentre funzionano come scorrevoli se lo sforzo applicato agisce con intensità costante per un tempo abbastanza lungo, ossia dell'ordine di alcuni minuti o più.

Nella Figura 93 è raffigurato un tipo di vincolo oleodinamico, o con elastomeri solidi o fluidi ad alta viscosità.

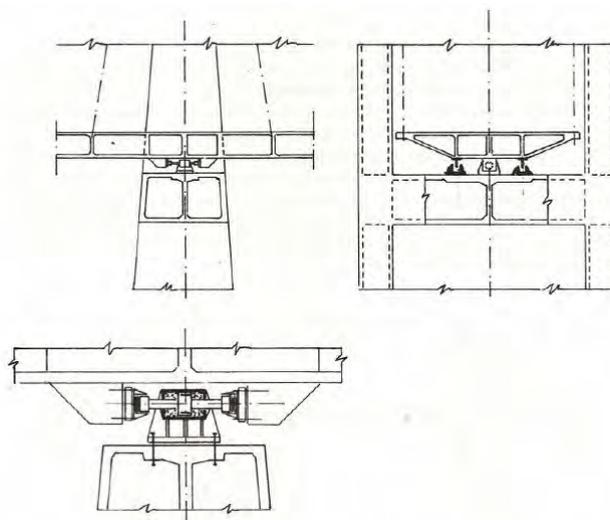


Figura 93. Apparecchio d'appoggio di tipo oleodinamico tra pilone ed impalcato per la trasmissione delle azioni di breve durata

2.5 Tipi di stralli e loro connessioni

I cavi impiegati nei ponti strallati possono essere raggruppati in due grandi famiglie: quelli costituiti da singoli elementi (fili o trefoli) avvolti a spirale e quelli in cui le unità elementari sono parallele.

2.5.1 Funi spiroidali

Questi cavi possono essere del tipo "chiuso" o "spiroidale aperto".

Nelle funi chiuse i fili esterni hanno una sezione speciale, generalmente a z, che fa sì che ciascuno di essi per effetto dell'avvolgimento eserciti una pressione radiale su quello adiacente. Nelle funi spiroidali aperte, invece, tutti i fili sono circolari, generalmente del diametro di 7,1 mm (Figura 94).

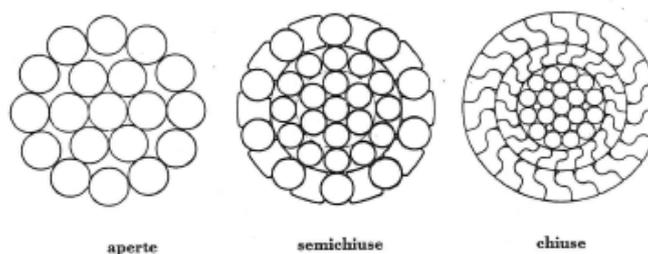


Figura 94. Sezioni di funi spiroidali

Hanno il grande vantaggio di poter essere avvolte in bobine di raggio relativamente contenuto. Ciò ne rende possibile la prefabbricazione in officina complete di guaina e di materiale di riempimento anticorrosivo e quindi il trasporto in cantiere già nella configurazione finale. Inoltre la loro buona flessibilità e la capacità di sopportare pressioni trasversali localizzate sui fili ne rende possibile l'eventuale rinvio su apposite selle poste sulle torri.

Per contro esse hanno lo svantaggio di avere un modulo di elasticità apparente relativamente basso, 140000-170000 MPa, dovuto all'avvolgimento dei fili. Esse vanno poi presollecitate in officina per permettere l'assestamento dei fili; va fatto cioè una sorta di rodaggio della fune che, se molto lunga, richiede attrezzature complesse.

La resistenza statica ed a fatica di una fune spiroidale è piuttosto bassa in quanto nei fili si hanno sollecitazioni parassite dovute all'avvolgimento ed alle σ trasversali trasmesse

tra fili adiacenti. Inoltre i fili non sono egualmente sollecitati per cui il coefficiente di sicurezza si assume piuttosto elevato ed in genere pari a 2,4. Condizioni più severe si hanno per i carichi variabili.

2.5.2 Cavi ad elementi paralleli

Sono generalmente formati da trefoli ma si hanno anche cavi costituiti da fili o da barre di acciaio speciale del diametro di 16-32 mm. Questi cavi devono necessariamente essere confezionati in cantiere in quanto il parallelismo dei trefoli non ne permette l'avvolgimento e quindi il trasporto. Essi, inoltre, non possono essere rinviati in testa all'antenna dove devono essere necessariamente ancorati.

Per contro hanno il modulo di elasticità coincidente con quello dei singoli elementi costituenti, cioè 195000-205000 MPa, ed il coefficiente di sicurezza a rottura, per carichi statici, può essere assunto pari a 1,75 mancando sollecitazioni trasversali parassite ed essendo tutti i fili egualmente sollecitati.

2.5.3 Guaine e protezioni anticorrosive

Generalmente tutti i cavi visti vengono posti in guaine di polietilene ad alta densità HDPE, resistente ai raggi ultravioletti, caricato con carbonio. Poiché quest'ultimo conferisce alla guaina il colore nero, sfavorevole per gli effetti termici, la guaina stessa può essere poi avvolta con nastro colorato. Per proteggere l'acciaio dalla corrosione i fili od i trefoli possono essere preventivamente zincati.

La guaina viene riempita di materiale protettivo che, nel caso delle funi spirroidali preconfezionate, è in genere un grasso speciale. Nei cavi confezionati in cantiere le iniezioni (usualmente di malta di cemento) vanno effettuate dopo montato il cavo e ciò, specie per stralli molto lunghi, è indubbiamente una operazione delicata.

In alcune recenti applicazioni di stralli formati da trefoli paralleli è stata adottata una doppia protezione: il singolo trefolo, eventualmente zincato, viene posto in una guaina di vipla entro cui può scorrere grazie alla presenza di un grasso che funge anche da protezione anticorrosione. Tutti i trefoli così inguainati vengono poi posti all'interno della guaina in HDPE in cui viene fatta l'iniezione finale (Figura 95).

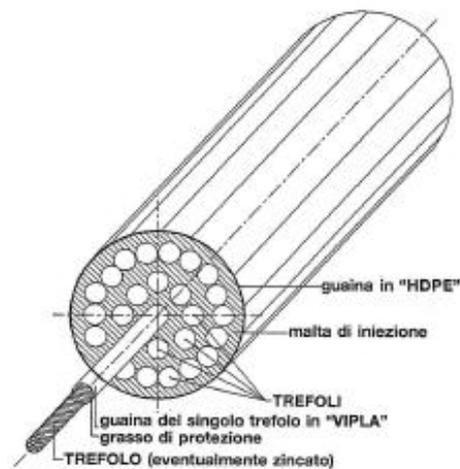


Figura 95. Cavo ad elementi paralleli

Con questa disposizione è possibile teoricamente sostituire anche uno o parte dei trefoli costituenti il cavo.

Per alcuni stralli costituiti da barre parallele sono state impiegate guaine in acciaio che, se opportunamente collegate alle estremità, possono contribuire alla resistenza del cavo; tuttavia, le difficoltà di montaggio sono tali da vanificare i vantaggi che si possono trarre dal loro impiego.

2.5.4 Connessioni ed ancoraggi degli stralli

La connessione strutturale tra gli elementi del sistema di sospensione e l'impalcato, i piloni e le sottostrutture richiede dei dettagli speciali. Allo stesso tempo, un progetto efficiente di questi dettagli è estremamente importante, poiché i cavi costituiscono il principale elemento portante della struttura.

2.5.4.1 Ancoraggio del singolo strallo

L'ancoraggio di un singolo strallo è fortemente influenzato da questi fattori:

- 1) La forza nello strallo è concentrata su una piccola sezione visto l'alto modulo di elasticità;
- 2) Saldature e bullonature usate per connettere strutture metalliche non si possono utilizzare per giuntare trefoli ad altre parti strutturali.

Per gli stralli prefabbricati il modo più comune di ancorarli è quello di incastrare le loro estremità. Nella sua forma più semplice la testa d'incastro per una fune spiroidale consiste di un cilindro d'acciaio con una cavità conica (Figura 96) nella quale si inseriscono i vari fili. Successivamente la cavità conica viene riempita con una lega metallica con una relativamente bassa temperatura di fusione costituita da zinco, piombo, rame e/o alluminio.

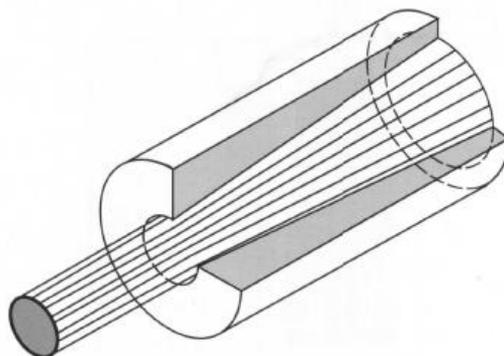


Figura 96. Testa d'incastro per fune spiroidale

Per l'ancoraggio di funi spiroidali aperte si può utilizzare una speciale testa (Figura 97): i fili sono condotti attraverso dei fori su un piatto di fissaggio all'estremità della testa e dotati di dadi di testa per aumentare la resistenza a scorrimento del singolo filo. La cavità conica di questo incastro può essere riempita con materiale colato a caldo (come una lega metallica), ma per aumentare la resistenza a fatica dell'ancoraggio è preferibile usare del materiale composto da resina epossidica, polvere di zinco e piccole sfere di acciaio temperato (Figura 98).

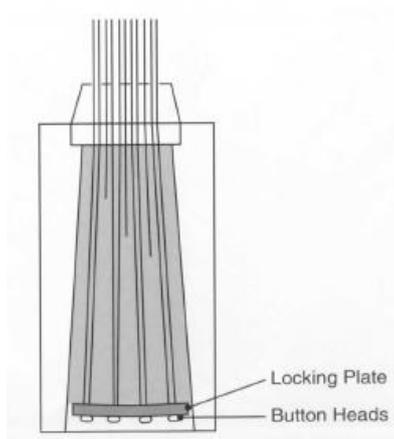


Figura 97. Testa per funi spiroidali aperte

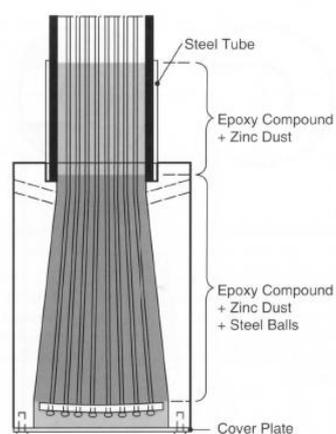


Figura 98. Testa ad alta resistenza a fatica

Oltre a queste semplici teste d'incastro se ne possono trovare molte altre di più complicata forma (Figura 99). Questi ancoraggi sono studiati per fornire vantaggi in relazione alla tesatura, alla correzione della lunghezza e al trasferimento dei carichi.

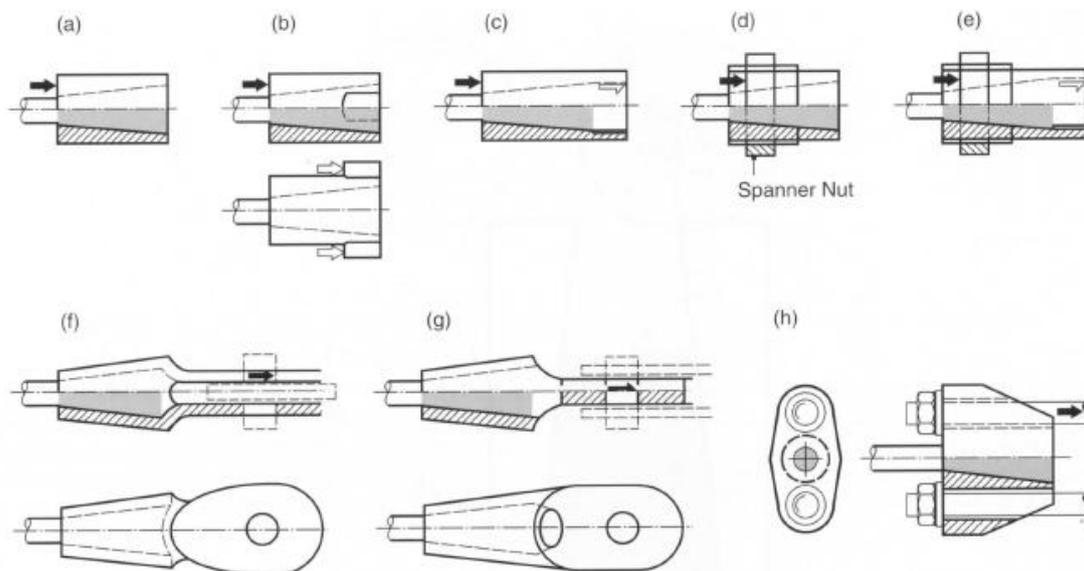


Figura 99. Differenti tipi di teste d'ancoraggio

- a) classica testa d'ancoraggio vista dove non si fanno agire i martinetti di tiro;
- b) versione leggermente modificata con due supporti integrati per l'attacco dei martinetti per la tesatura iniziale dello strallo;
- c) testa con una filettatura interna per avvitarci una barra. In molti casi questa barra viene usata solo temporaneamente durante la tesatura iniziale, ma in certe situazioni la barra viene utilizzata anche come parte del sistema finale di ancoraggio;
- d) testa con filettatura esterna e dado chiave per correggere continuamente la lunghezza dello strallo. Nella situazione finale il carico è trasferito spingendo il dado chiave;
- e) testa con filettatura interna ed esterna, dove una barra può essere inserita durante la tesatura, fino a che il carico finale non viene assegnato al dado chiave. Questo tipo di ancoraggio è preferibile quando è necessaria una tardiva correzione della lunghezza dello strallo;
- f) ancoraggio a forca con un collegamento a perno alla struttura adiacente. Con questo dispositivo si possono operare durante l'installazione grandi cambi d'angolo tra cavo e struttura, ma nella condizione finale l'attrito sul perno

probabilmente esclude rotazioni mutue. La parte a forca non permette aggiustamenti della lunghezza del cavo, così di solito non si usa nelle estremità dove gli stralli vengono tensionati;

- g) una testa a lingua con una funzione e caratteristiche simili della testa a forca;
- h) testa che permette il trasferimento del tiro a due barre o bulloni.

Una testa d'ancoraggio di tipo c) con filettatura interna si può usare insieme al sistema ad alta resistenza a fatica. Alla fine la testa è caricata con la forza sullo strallo che viene trasmessa attraverso delle piastre di spessore alla piastra di base. Come mostrato in Figura 100, una sottile piastra di copertura è bullonata all'estremità della testa per proteggere la filettatura e la miscela epossidica dal deterioramento. Un tipo e) di testa d'ancoraggio è mostrata in Figura 101. Ancoraggi a forca con giunti a perno sono stati usati spesso per ancorare stralli (Figura 102).

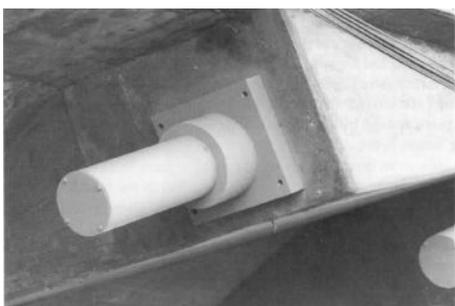


Figura 100



Figura 101



Figura 102

Nell'ancoraggio Freyssinet (Figura 103) il fascio interno dello strallo passa attraverso un deviatore, si apre verso l'ancoraggio vero e proprio e si innesta in una scatola di guida assemblata all'estremità del tubo d'ancoraggio in acciaio. All'interno di questo, i trefoli sono protetti dalla corrosione da una miscela di cera e passano dall'essere inguainati all'essere liberi. I singoli trefoli sono ancorati attraverso ganasce a tre pezzi alla fine del dispositivo, dove le forze dello strallo sono trasferite con la pressione di contatto alla superficie della struttura adiacente (Figura 104). Fuori dalla zona di ancoraggio si aggiunge un tappo di iniezione come protezione alla corrosione con la stessa miscela di cera. Con questo sistema è possibile tensionare ogni trefolo singolarmente tramite la tecnica dell'isotensione.

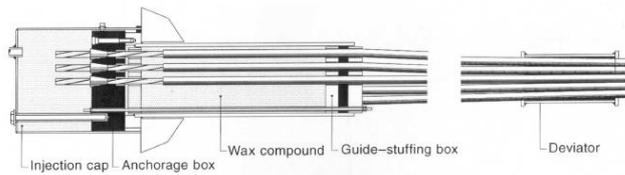


Figura 103. Testa d'ancoraggio Freyssinet

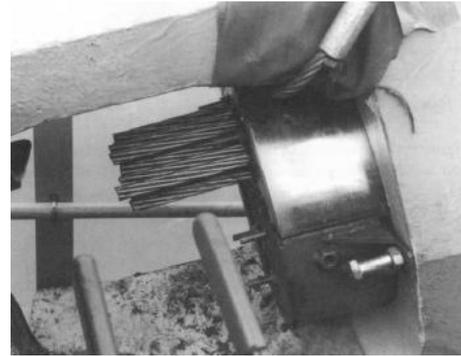


Figura 104

Nelle teste d'ancoraggio classiche (Figura 99 a)-c)) la trasmissione delle forze alla struttura adiacente generalmente avviene attraverso diaframmi connessi rigidamente alla struttura stessa (Figura 105).

Negli stralli singoli è importante evitare che la flessione del cavo sia concentrata all'entrata della testa. Bisogna quindi inserire un supporto laterale sullo strallo ad una certa distanza dall'ancoraggio (Figura 106).

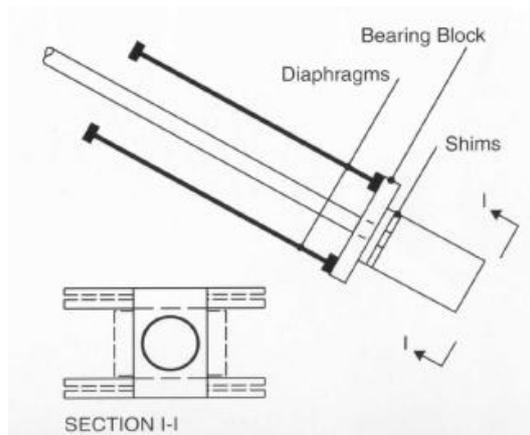


Figura 105. Diaframmi di trasmissione forze

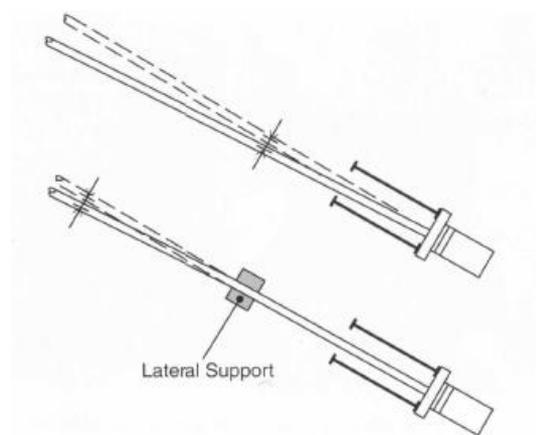


Figura 106. Supporto laterale per eliminazione flessione cavo

Se si ha a che fare con funi spiriodali aperte, può succedere che lo strallo contenga una testa di tipo e) con il dado chiave collegato ad un tubo di ancoraggio connesso rigidamente all'impalcato (Figura 107). All'estremità superiore è inserito un cuscinio in neoprene per dare allo strallo il supporto laterale. Un punto negativo è il fatto che il cavo è inaccessibile per ispezione nella zona critica subito fuori la testa. Inoltre, il tubo è vulnerabile all'intrusione dell'acqua se il manicotto superiore in neoprene non è perfettamente impermeabile. Questo tubo di ancoraggio è stato usato in molti ponti con funi spiriodali e che impalcato in acciaio o in calcestruzzo armato.

Questo tubo con manicotto in neoprene può essere utilizzato per stralli di lunghezza medio - piccola dove le vibrazioni da vento non danno problemi. Tuttavia, per stralli lunghi è spesso necessario installare smorzatori a fine ancoraggi per eliminare queste vibrazioni dei singoli stralli (Figura 108). Lo smorzatore più usato è del tipo ad attrito, installato sulla parte superiore del tubo di ancoraggio nell'impalcato.

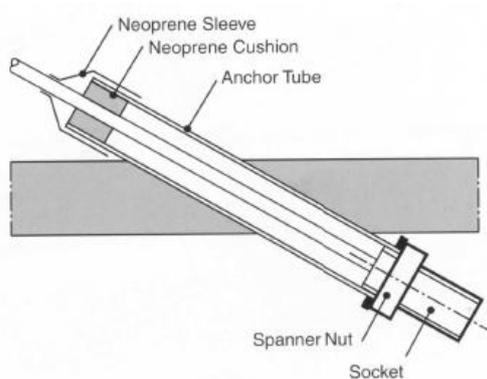


Figura 107. Tubo di ancoraggio

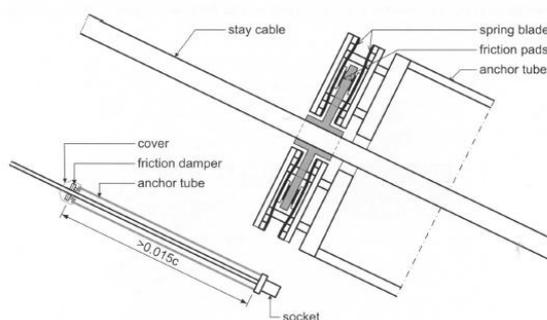


Figura 108. Tubo di ancoraggio con smorzatore

Nei casi in cui l'impalcato è una travata superficiale, è richiesto spesso di lasciare fuoriuscire il tubo di ancoraggio da entrambe le parti (Figure 109 e 110). Se inoltre l'impalcato è in calcestruzzo armato, i tubi sono incorporati in questo; sono inoltre prolungati superiormente per dare una distanza adatta tra la testa d'ancoraggio e il cuscinio in neoprene.

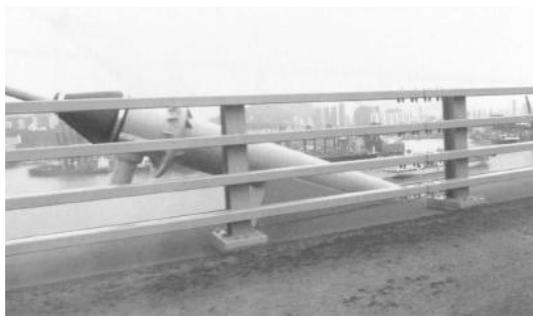


Figura 109

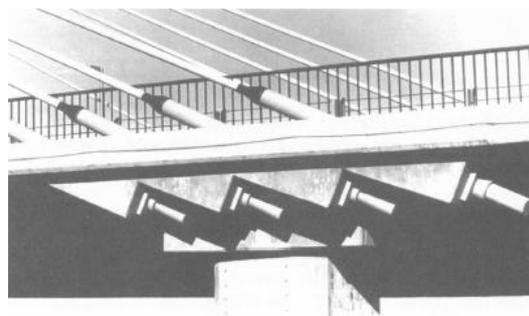


Figura 110

2.5.4.2 Connessione tra strallo ed impalcato

Nel progetto dei ponti strallati è molto importante seguire a fondo la trasmissione delle forze dai cavi all'impalcato per produrre un efficiente studio di questi importanti dettagli. In alcuni casi l'impalcato ha una sezione trasversale che permette una

connessione diretta ai cavi (Figura 111). Con queste sezioni è necessario soltanto aggiungere i tubi di ancoraggio, piccoli diaframmi o teste modeste per trasferire le forze dagli stralli agli elementi principali dell'impalcato.

Negli altri casi i principali elementi portanti dell'impalcato sono situati ad una certa distanza dai piani degli stralli, cosicché devono essere aggiunti componenti strutturali più larghi ai punti di attacco dei cavi per assicurare la trasmissione delle forze (Figura 112). Quindi gli stralli vengono a contatto solo con questi elementi secondari come i traversi o le travi di bordo.

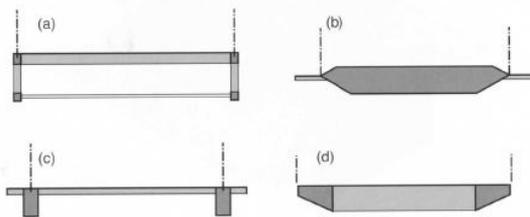


Figura 111. Sezioni che permettono un diretto attacco degli stralli

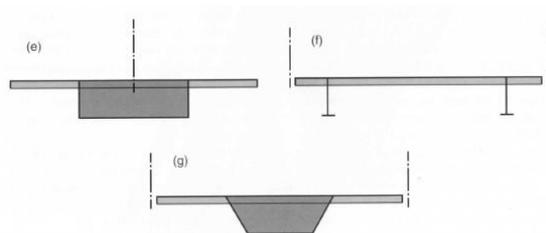


Figura 112. Sezioni con attacco indiretto degli stralli

La Figura 113 mostra la connessione tra uno strallo e un cassone unicellulare. Sono richiesti due diaframmi longitudinali e due trasversali al punto di ancoraggio. La forza è trasferita inizialmente dal cavo attraverso la testa ai diaframmi longitudinali e poi al cassone come rappresentato. Questo schema si usa soprattutto quando la forza su un singolo strallo è importante; nei ponti invece con strallatura diffusa, data la forza modesta da trasferire, si usa più frequentemente lo schema di Figura 114. Qui lo strallo è connesso ad una continua longitudinale trave di ancoraggio sotto la soletta superiore dalla quale la componente verticale è trasmessa da due tiranti inclinati alla parte inferiore del cassone.

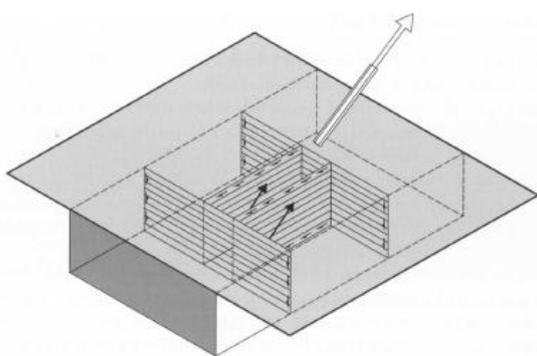


Figura 113

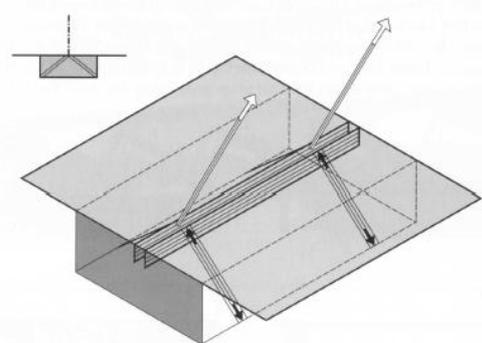


Figura 114

Per un impalcato a travata con due travi posizionate a una certa distanza dai bordi, lo schema degli ancoraggi può essere come quello di Figura 115. Gli stralli, posizionati esternamente la carreggiata, sono connessi ad una trave di ancoraggio scatolare che trasmette le forze come momento e taglio alle anime. Questo schema si può comunque utilizzare anche in ponti con più di due travi o a cassone.

Travi di connessione inclinate sono usate nei punti in cui devono essere trasmesse grandi forze di tiro, mentre uno schema più semplice come quello di Figura 116 si usa in ponti con strallatura diffusa. La trave di bordo funge da trave di connessione continua longitudinale connessa da tiranti inclinati alla soletta inferiore del cassone nei punti di attacco.

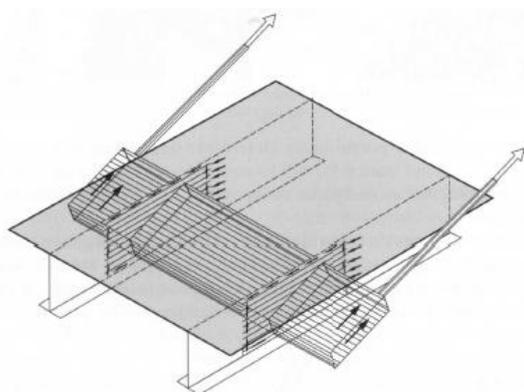


Figura 115

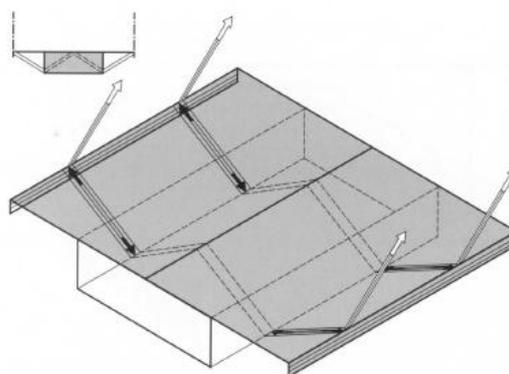


Figura 116

2.5.4.3 Connessione tra strallo e pilone

La connessione tra stralli e pilone può essere realizzata sia attraverso selle che ancorando direttamente i cavi al pilone. Nella figura 117 sono schematizzate le tre possibilità più comuni per questo scopo.

Nella soluzione a) il cavo è curvato continuamente sopra una sella fissa sul pilone. Questo è il tipo di connessione che si può trovare nei ponti strallati più recenti con strallatura diffusa.

Nella soluzione b) si usa ancora una sella, ma gli spostamenti longitudinali sono permessi tramite l'applicazione di rulli sotto la sella stessa. Viene applicata in qualche ponte strallato moderno per ridurre la flessione dei piloni, ma siccome allo stesso tempo si riduce l'efficienza strutturale, non si è certi di raggiungere un vantaggio complessivo.

Nella soluzione c) lo strallo è discontinuo sul pilone ed entrambe le estremità sono ancorate. Questo schema è il preferito nei moderni ponti strallati con strallatura diffusa poiché implica grande libertà nel scegliere il numero e la dimensione degli stralli così come la loro inclinazione. Inoltre, durante il trasporto e il montaggio, si hanno vantaggi quando ogni cavo prefabbricato può essere installato con la lunghezza corrispondente alla distanza tra il punto di attacco sul pilone e quello sull'impalcato.

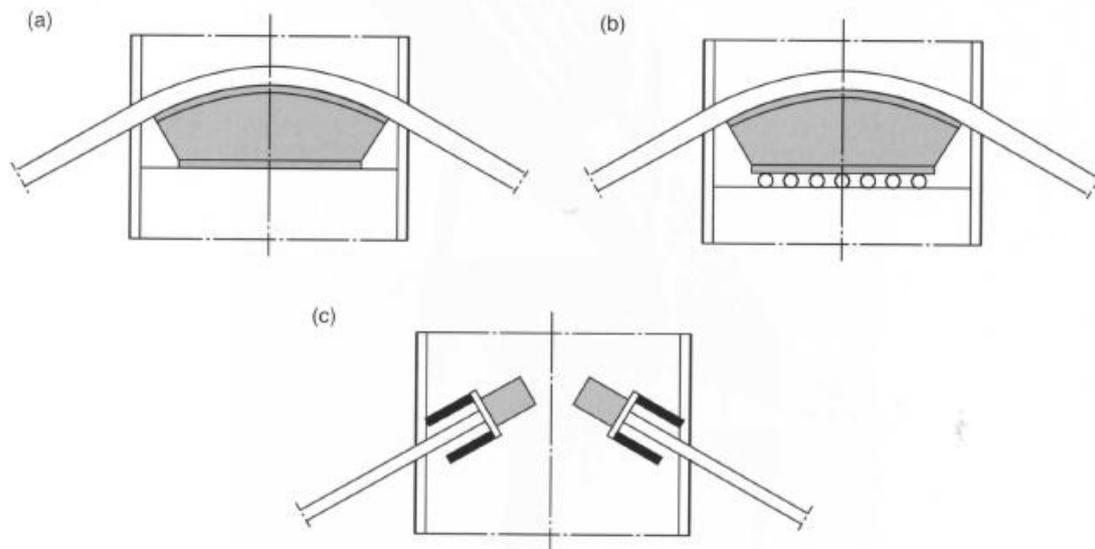


Figura 117. Tipi base di connessione tra stralli e pilone

A causa del gran numero di cavi nel sistema di strallatura diffusa, è richiesto di avere la zona di ancoraggio dei cavi estesa su una certa altezza del pilone. Di conseguenza, lo schema tipico usato è quello misto con gli attacchi degli stralli configurati come in Figura 118. Le teste sono posizionate alla minima distanza considerando l'installazione e la manutenzione, cosicché il sistema sia il più vicino possibile allo schema a ventaglio, e sono tutte su un unico piano verticale.

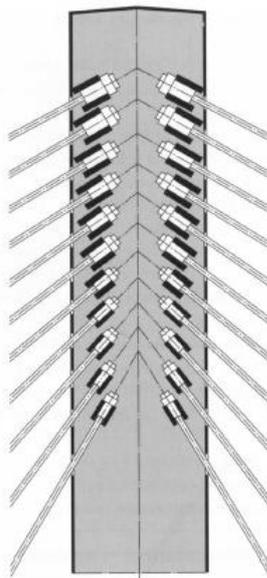


Figura 118. Disposizione teste stralli nel pilone per strallatura diffusa

Questa soluzione è applicabile immediatamente soltanto se il pilone è fatto di acciaio (almeno localmente) dato che le componenti orizzontali delle forze sui cavi devono essere trasferite come tensioni attraverso le pareti longitudinali del pilone stesso.

Per un pilone interamente in calcestruzzo armato l'ancoraggio

della strallatura diffusa può essere compiuto come rappresentato in Figura 119.

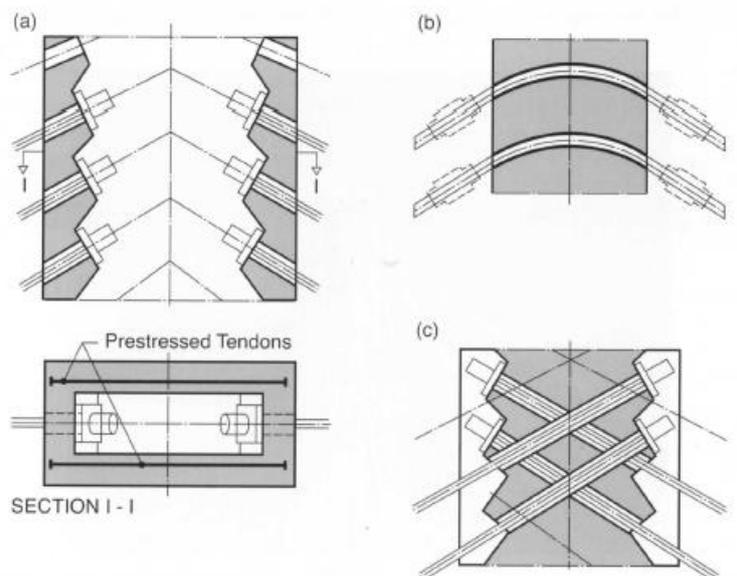


Figura 119. Soluzioni di connessione degli stralli al pilone in calcestruzzo armato

La soluzione a) corrisponde per così dire allo schema di Figura 118, visto che gli stralli sono ancorati all'interno della cavità del pilone su entrambi i lati. Ciò richiede che le componenti orizzontali delle forze di tiro possano essere trasferite orizzontalmente dalla faccia sinistra a quella destra del pilone. Questo comportamento può essere ottenuto inserendo tiranti orizzontali precompressi sulle facce longitudinali del pilone nella zona di ancoraggio.

Nella soluzione b) gli stralli si sviluppano continuamente attraverso il pilone in tubi curvi. Con questo schema le componenti orizzontali delle forze di tiro si trasferiscono direttamente senza coinvolgere il pilone, ma la soluzione è applicabile solo in comunione con speciali procedure di montaggio dei cavi. Il sistema è stato spesso usato in casi in cui gli stralli erano cavi ad elementi paralleli isotensionati.

Con stralli prefabbricati con teste finali, questa soluzione non è direttamente applicabile, ma può essere comunque utilizzata se si dispongono dei manicotti immediatamente fuori il pilone. In questo caso gli stralli prefabbricati saranno rettilinei e non ci saranno grossi problemi. I manicotti possono essere messi in opera utilizzando teste d'ancoraggio filettate connesse da aste interne o manicotti esterni.

Infine, l'ancoraggio di una strallatura diffusa può essere realizzato come la soluzione c). Gli stralli si protraggono attraverso tubi di ancoraggio sul lato opposto del pilone in

modo tale da sovrapporsi. Si ottiene quindi che le componenti orizzontali delle forze di tiro inducono compressione nel pilone e che le teste di ancoraggio possono essere tra le più classiche.

A causa dell'intersezione richiesta degli stralli all'interno del pilone è inevitabile avere una eccentricità laterale se i cavi sono singoli, come mostrato nel caso d) di Figura 120. Le eccentricità causano una torsione dell'antenna del pilone che vi è poco resistente a causa della limitata resistenza a taglio del calcestruzzo. L'eccentricità può essere completamente eliminata se ogni strallo è composto da due cavi disposti come nel caso e). I due cavi sono posizionati uno sopra l'altro nella campata sinistra e uno di fianco all'altro in orizzontale nella campata destra.

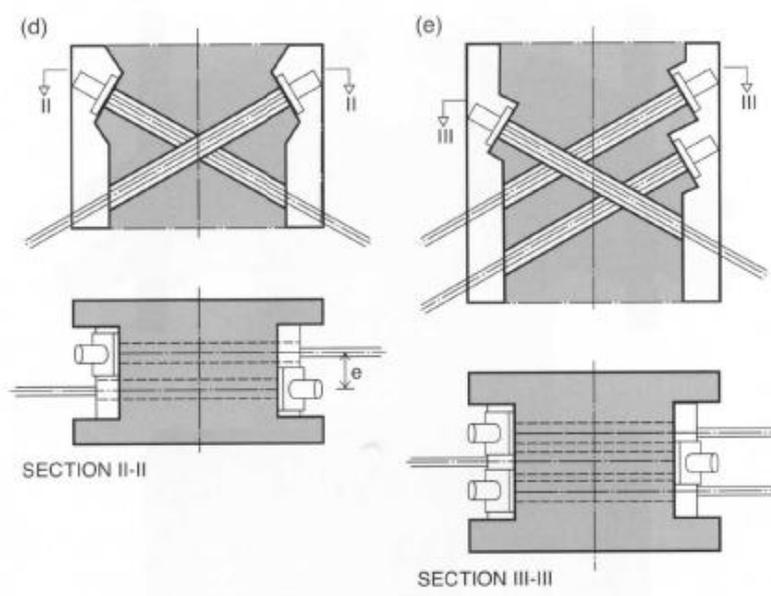


Figura 120. Sovrapposizione dell'ancoraggio degli stralli in un pilone in c.a.

2.6 Procedimenti costruttivi

Per la concezione e il progetto di un ponte a fune gli aspetti relativi alla sua costruzione hanno una fortissima influenza, come nel caso di qualsiasi struttura di dimensioni considerevoli. Quindi, la scelta del sistema strutturale e dei materiali, così come il progetto dei dettagli, deve essere fatta con il dovuto rispetto per il procedimento costruttivo.

Il metodo di costruzione da utilizzare dipende in larga misura dal tipo di ancoraggio del sistema di cavi, poiché questo determina l'ordine di costruzione di piloni, stralli ed impalcato. Con un sistema di cavi ancorato a terra, come quelli che si trovano nella stragrande maggioranza dei ponti sospesi, i differenti componenti principali devono essere realizzati uno di seguito all'altro: per primi i piloni e i blocchi di ancoraggio, poi i cavi principali e i pendini, e infine l'impalcato.

Nei sistemi autoancorati invece, come quelli che si trovano nei ponti strallati tradizionali, i differenti componenti principali della struttura devono essere eretti a turno. Durante una costruzione a sbalzo dell'impalcato dai piloni alla mezzeria della campata gli stralli devono essere installati e tensionati ogni volta che viene raggiunto un punto di attacco all'impalcato. In qualche caso anche la costruzione dei piloni può procedere parallelamente alla messa in opera dell'impalcato e degli stralli; questo può avvenire se la disposizione degli stralli è ad arpa, nella quale solo la parte più bassa (o sottostruttura) dei piloni deve essere completata prima che sia possibile installare gli stralli più bassi per dare sostegno alla parte di impalcato adiacente ai piloni.

L'ordine rigoroso con il quale un ponte ancorato a terra deve essere costruito rende l'intero processo vulnerabile a ritardi, perché le attività seguenti non possono cominciare prima che quella precedente sia ultimata. Pertanto, entrambi i piloni ed entrambi gli ancoraggi devono essere realizzati interamente prima che qualsiasi lavoro sui cavi possa essere effettuato.

Nei ponti strallati l'innalzamento dell'impalcato e dell'insieme di cavi può partire non appena il primo pilone ha raggiunto i punti di attacco degli stralli inferiori, e la costruzione da questo pilone può procedere indipendentemente dalla costruzione del sistema strutturale dall'altro pilone.

Per le ragioni sopra descritte viene spesso affermato che i ponti strallati possono essere edificati più velocemente dei ponti sospesi, poiché è possibile lavorare simultaneamente su più fronti e a più elementi. Tuttavia, ciò può essere non sempre vero, in quanto i piloni più bassi (come già stato detto) ed il montaggio più facile tramite dispositivi di sollevamento verticale dell'impalcato dei ponti sospesi permettono di risparmiare tempo rispetto alla realizzazione di un ponte strallato.

Il procedimento costruttivo caratteristico dei ponti strallati può ritenersi una generalizzazione dei procedimenti tipici della costruzione di strutture turrcolari

(camini, pile, sostegni per elettrodotti, ecc.), sia che si tratti di montaggio per conci successivi di strutture prefabbricate (in acciaio oppure in c.a.), sia che si tratti di getti successivi in opera di strutture in c.a. mediante casseri rampanti. Infatti nei ponti strallati, a parte le fondazioni, l'esecuzione degli elementi in elevazione (pile e piloni) e quella degli elementi orizzontali (impalcato) ed inclinati (stralli), si effettua con il medesimo tipo di procedimento, salvo la diversità delle relative attrezzature. Molto complesse sono le attrezzature e le modalità per la costruzione (o il montaggio) dell'impalcato e degli stralli proprio per la notevole influenza del peso delle attrezzature stesse avanzanti a sbalzo e per dover ritrovare in ogni istante l'equilibrio (rigido ed elastico) delle strutture parziali corrispondenti alle varie fasi che si susseguono nel procedimento di costruzione in opera.

Va subito detto che, proprio per l'equilibrio, nel caso di strutture a tre luci il procedimento costruttivo si sviluppa principalmente, come si vedrà, a sbalzo simmetricamente da ciascun pilone intermedio e che in genere un ravvicinamento piuttosto spinto degli stralli minimizza il peso ed il costo delle attrezzature di montaggio e di getto, mentre nel contempo si incrementa il numero ed il costo degli ancoraggi dei cavi ai piloni e all'impalcato. Anche per un buon comportamento statico della struttura finita, ossia per le condizioni di esercizio, è opportuno un distanziamento degli stralli piuttosto ravvicinato, ma generalmente maggiore di quello relativo alle fasi costruttive.

Nella pratica tecnica ci si orienta perciò, in sede di progetto, su valori Δ della distanza longitudinale dei punti di attacco degli stralli all'impalcato intermedi fra quelli ottimali per le fasi di costruzione (o di montaggio) e quelli ottimali per l'esercizio, secondo i valori medi indicati nella seguente tabella:

Tipo di impalcato	c.a.	composto	acciaio
Δ_i (m) Distanza longitudinale fra gli attacchi degli stralli all'im- palcato	6 ÷ 10	15 ÷ 20	20 ÷ 40

Da qui in avanti, in questo paragrafo, ci si concentrerà allora sulla spiegazione in dettaglio delle varie fasi costruttive di ogni singolo elemento strutturale di un ponte

strallato, distinguendo tra piloni, stralli ed impalcato, e caratterizzando i vari procedimenti a seconda dei materiali costituenti la struttura integrale.

2.6.1 Costruzione dei piloni

I metodi usati durante la costruzione dei piloni sono generalmente gli stessi utilizzati per le altre strutture alte e snelle. Per piccoli piloni in acciaio, come quelli che si trovano in ponti strallati di moderate dimensioni, l'innalzamento potrebbe essere effettuato attraverso gru mobili con alti bracci o dispositivi galleggianti. La costruzione attraverso gru a terra o fluttuanti potrebbe essere anche utilizzata almeno per le sottostrutture (parti più basse) di alti piloni.

Con la crescita delle dimensioni delle gru galleggianti sperimentata a partire dagli anni '70 è divenuto possibile erigere interi piloni in uno o due pezzi.

Nel caso di piloni molto alti è necessario realizzare almeno le parti superiori con la tradizionale procedura in cui una gru rampante segue il pilone stesso durante il suo sviluppo. La gru applicata per sollevare e collocare i vari pezzi prefabbricati del pilone generalmente è costituita da un braccio mobile impernato su un traverso a graticcio attaccato ad entrambe le torri del pilone.



Figura 121. Esempio di gru galleggiante



Figura 122. Esempio di gru rampante

Utilizzando invece una o due speciali gru a torre gestite da argani a livello del suolo si ottiene una sostanziale riduzione del peso da sollevare, e allo stesso tempo è richiesto per ogni gru un raggio di azione molto più piccolo.



Figura 123. Esempio di gru a torre

Per la realizzazione di piloni in calcestruzzo armato, durante il getto delle torri, si possono usare sia le casseforme rampanti che quelle semi-

rampanti. Queste cassature scorrevoli portano ad avere un periodo di costruzione più breve perché si fa un getto continuo, ma sono logisticamente impegnative in quanto richiedono una consegna continua di calcestruzzo preconfezionato. Conseguentemente, questo tipo di casseforme sono più adatte ad essere utilizzate quando i piloni devono essere messi in opera sul terreno oppure possono essere raggiunti attraverso ponti di accesso temporanei che conducono in mare aperto.

Indipendentemente dal metodo utilizzato per gettare le torri verticali del pilone, devono essere applicate speciali procedure quando si vanno a costruire i traversi orizzontali che

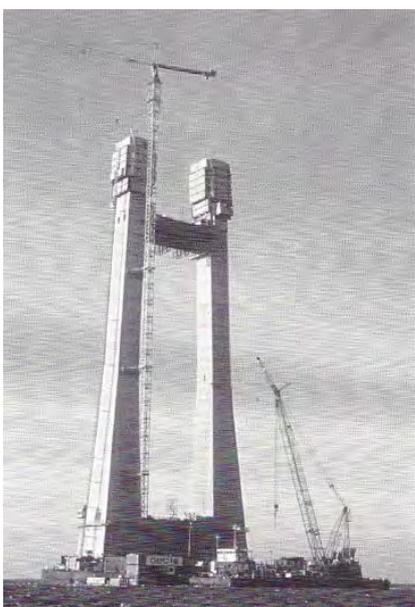


Figura 124. *Pilone dell'East Bridge dopo l'installazione dell'impalcatura per il getto del traverso orizzontale di collegamento*

collegano le due torri. In questo caso è necessario montare una temporanea trave trasversale tra le torri del pilone ed utilizzarla come supporto per le casseforme (e il calcestruzzo liquido) fino a che il conglomerato non è maturato a sufficienza ed è stato post-tensionato (Figura 124).

Nei ponti strallati con piloni a forma di A o simile le torri sono inclinate, così il peso proprio induce dei considerevoli momenti flettenti poiché queste strutture sono molto estese. È quindi necessario aggiungere dei puntoni temporanei tra le due torri in fase di costruzione, come illustrato nella Figura 126.



Figura 125. *Farø Bridge (Danimarca)*



Figura 126. *Pilone del Farø Bridge in fase di costruzione*

Tradizionalmente, i piloni sono progettati con una pronunciata snellezza in direzione longitudinale al ponte per permettere loro di seguire gli spostamenti longitudinali del sistema di strallatura. Tuttavia, durante la costruzione dei piloni, l'insieme dei cavi non è in opera, cosicché i piloni devono avere da sé la necessaria resistenza alle azioni orizzontali da vento. Spesso la fase più critica durante la realizzazione di un pilone si verifica nel periodo di tempo da quando il pilone ha raggiunto la massima altezza a quando il primo strallo viene messo in opera; in questo lasso le oscillazioni del pilone indotte dal vento in direzione longitudinale al ponte potrebbero sentirsi molto.

Le oscillazioni longitudinali sono generalmente causate dalla snellezza del pilone in questa direzione, in collaborazione con la grande area investita dal vento nella parte superiore del traverso di collegamento e della gru rampante.

I problemi relativi alle oscillazioni indotte dal vento dei piloni non vincolati sono in genere più pronunciati nei piloni in acciaio che in quelli in calcestruzzo armato a causa della massa ridotta delle strutture d'acciaio, della grande flessibilità, e del basso smorzamento. In alcuni casi quindi è necessario prendere speciali contromisure per raggiungere la stabilità aerodinamica durante le fasi critiche della costruzione. In Giappone, per esempio, nei grandi piloni in costruzione spesso vengono collocati temporaneamente degli smorzatori a massa risonante una volta raggiunta una determinata altezza e fino a che un supporto supplementare non viene fornito dal sistema di strallatura.

Per la gran parte dei ponti strallati è divenuto comune eseguire prove in galleria del vento per verificare la stabilità dei piloni non vincolati e per determinare in quale fase è necessario assumere misure precauzionali.

Come spiegato in precedenza, un pilone deve essere flessibile per seguire gli spostamenti del sistema di strallatura, ma poiché lo spostamento della sommità di un pilone aumenta significativamente con la lunghezza delle campate laterali, i problemi di soddisfare le richieste di stabilità durante la costruzione e di flessibilità ad opera ultimata sono più severi nei ponti con una grossa differenza di lunghezza tra campata principale e campate laterali. Se entrambe le richieste non possono essere soddisfatte, potrebbe diventare una necessità un supporto temporaneo del pilone in direzione longitudinale.

2.6.1.1 Casseforme rampanti

Negli anni '60 furono adattate alle pile e ai piloni dei ponti le tecniche messe a punto in Germania già da diversi decenni per la costruzione di ciminiere, silos, ed in genere di tutti i manufatti in c.a. molto alti con sezione costante o poco variabile.

Il procedimento consiste nel gettare il calcestruzzo per conci successivi dell'altezza di 1÷3 m entro casseforme che non vengono sostenute da terra ma "appese" a delle barre metalliche che fuoriescono dal concio sottostante già gettato. Il sollevamento della cassaforma avviene per mezzo di martinetti idraulici che si "arrampicano" sulle barre trascinando la cassaforma stessa (Figura 127).

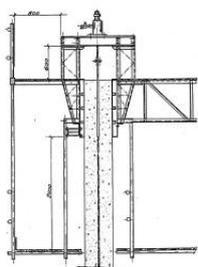


Figura 127. Schema di cassaforma rampante



Figura 128. Esempio di cassaforma rampante

Il pregio del procedimento descritto è quello di svincolarsi completamente dai sostegni provvisori a terra e quindi di essere indipendente dall'altezza dell'opera da costruire, una volta assicurato il trasporto alla quota voluta del calcestruzzo. Ciò peraltro può facilmente avvenire o dall'alto, se si impiega un blondin⁸, o più frequentemente con gruette rampanti le quali, potendosi attaccare alla parte di pilone costruita, non hanno praticamente limitazione di altezza.

Questa tecnica costruttiva ha inciso notevolmente sulla forma delle pile o delle torri dei piloni. Risulta infatti conveniente avere un unico fusto con sezione costante o poco variabile, generalmente cava per ottenere, a parità di area e quindi di materiale impiegato, il massimo momento di inerzia. La forma della sezione, qualora lo richiedano motivi statici o architettonici, può essere anche alquanto elaborata poiché

⁸ Apparecchiatura usata nella costruzione di dighe, ponti e sim., costituita da due piloni fissi o mobili che sostengono una o più funi portanti lungo le quali si muove il carrello che porta il carico, mobile verticalmente per mezzo di una fune di sollevamento.

l'anello di cassaforma ha un'altezza molto limitata e quindi la sua forma più o meno complicata incide poco sul costo totale.

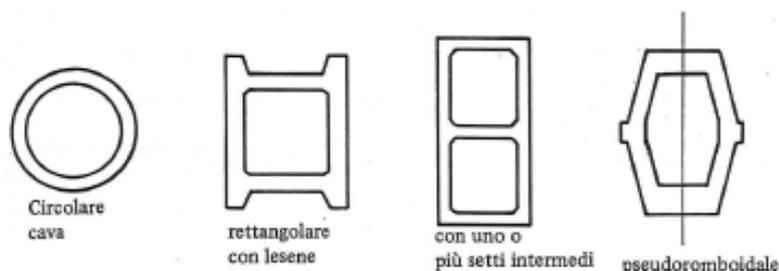


Figura 129. Alcune sezioni tipiche di torri costruite con casseforme scorrevoli

Accanto ai vantaggi descritti si hanno però alcune limitazioni, tra cui le principali sono:

- 1) difficoltà di variare la sezione lungo l'altezza di una stessa torre, come invece sarebbe richiesto dalle esigenze statiche. Ciò può essere fatto in modo discontinuo modificando la cassaforma (generalmente variando lo spessore delle pareti) a determinate altezze. Esistono peraltro anche esempi di pile con pareti inclinate fino ad un massimo del $5\div 7\%$;
- 2) necessità di uno studio attento prima, e di un controllo rigoroso poi, dei tempi di presa del calcestruzzo che si impiega. Infatti quando si solleva la cassaforma bisogna che l'ultimo anello gettato abbia raggiunto la resistenza minima per sopportare il peso sia dell'attrezzatura sia del nuovo getto soprastante. Ciò senza dover attendere un tempo troppo lungo perché altrimenti aumentando l'aderenza tra calcestruzzo e cassaforma, il sollevamento provocherebbe trazioni pericolose nelle pareti sottostanti con il rischio di avere lesioni orizzontali sulla torre. Questo rischio è naturalmente tanto maggiore quanto minore è lo spessore delle pareti ed è per questo che la tendenza attuale è di avere lo spessore della parete $S \geq 25$ cm;
- 3) nel caso delle classiche pile per i ponti a travata, necessità di costruire un traverso in sommità della pila (comunemente chiamato "pulvino") quando questa, per motivi economici od estetici, è di larghezza inferiore a quella necessaria per accogliere l'impalcato (Figura 130). La mancanza di appoggi a terra rende difficoltosa la costruzione del pulvino, il cui getto viene in genere sostenuto da una struttura metallica provvisoria che esce a sbalzo dal fusto precedentemente costruito (Figura 131).

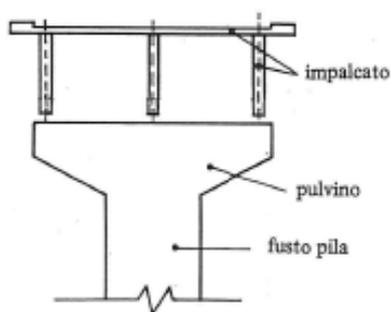


Figura 130. Nomenclatura



Figura 131. Esempio di cassaforma rampante per pulvino

Nel caso dei ponti a stampella, peraltro ormai in disuso, si hanno anche grossi sbalzi longitudinali per cui il problema visto si presenta, oltre che trasversalmente all'impalcato, anche longitudinalmente.

Vanno segnalate infine alcune realizzazioni di pulvini prefabbricati, che hanno però l'inconveniente di pesare molto. Un'altra difficoltà, in questi casi, consiste nel garantire un collegamento "affidabile" tra il fusto costruito con le casseforme scorrevoli e l'elemento prefabbricato, per la qual cosa può essere utile il ricorso alla precompressione.

Per precisazione, le cosiddette casseforme semi-rampanti si distinguono da quelle rampanti propriamente dette solo per il fatto che per l'innalzamento di queste casseforme viene utilizzata una gru che aggancia il cassero e lo trasla lungo la verticale. Questo sistema ha come vantaggi una velocità di costruzione notevole ed un ridotto impiego di materiali e di mezzi.

Le limitazioni di questo sistema stanno, però, nell'utilizzo della gru (che non può essere sempre disposta in cantiere) e negli elevati costi, dati maggiormente dall'installazione delle gru e affitto delle casseforme stesse.

2.6.2 Montaggio degli stralli

Nei ponti strallati è caratteristico che la sezione e la lunghezza di ogni strallo sono più piccole di quelle dei cavi dei ponti sospesi, e questo naturalmente porta ad avere differenti procedure di montaggio.

Gli stralli a fune spiroidale vengono fabbricati in officina con le loro dimensioni reali e poi arrotolati in bobine per il trasporto. Dopo essere arrivati al sito del ponte gli

avvolgicavo vengono montati su appositi supporti che possono essere situati sull'impalcato, sulle spalle o sotto il ponte. A questo punto, da una di queste posizioni, lo strallo viene direttamente srotolato poiché viene trainato da una fune traente fino al punto più lontano di attacco (ad esempio la sommità del pilone). In alternativa, lo strallo potrebbe inizialmente venire disteso sul piano del ponte sotto la sua posizione finale e poi sollevato al suo punto di attacco sul pilone.

Con entrambe queste procedure lo strallo è caratterizzato dall'aver una grande curvatura immediatamente dopo la sua congiunzione all'impalcato e al pilone dovuta al fatto che l'attrezzatura di trazione induce soltanto una modesta tensione nel cavo⁹. La tesatura finale attraverso martinetti richiederà di conseguenza grandi spostamenti tra il dispositivo di attacco e la struttura adiacente.

Il tiro finale in uno strallo a fune spiroidale prefabbricato viene raggiunto tesando con un martinetto l'attacco ad un'estremità; in passato l'operazione di tesatura veniva fatta sia a livello dell'impalcato che del pilone. La decisione su quale estremo effettuare questa operazione si basa spesso sulla valutazione della facilità di accesso e sullo spazio disponibile; in molti ponti anche di dimensioni modeste infatti lo spazio disponibile sui piloni è talmente limitato che l'operazione di tesatura può essere eseguita solamente a livello dell'impalcato.

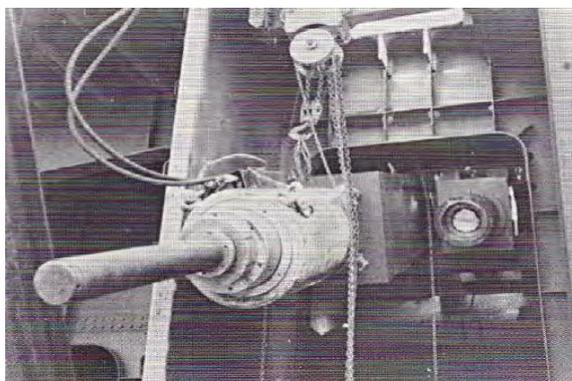


Figura 132. Martinetto con asta filettata per la tesatura di cavi a fune spiroidale

Per mettere in tensione gli stralli prefabbricati molto spesso viene utilizzato uno speciale martinetto dotato di un'asta filettata centrale (Figura 132). Con questo equipaggiamento la tesatura viene fatta gradualmente per consentire spostamenti molto grandi, essendo la lunghezza dello stelo filettato l'unico fattore limitante.

Per gli stralli composti da un cavo a trefoli paralleli rivestiti con guaine in HDPE il sollevamento dell'intero strallo può essere eseguito attraverso il cosiddetto metodo dell'isotensione, nel quale ciascun trefolo viene installato e tesato singolarmente. In questo caso i singoli trefoli vengono portati in cantiere avvolti su bobine. Il primo

⁹ Infatti sotto l'effetto del loro peso proprio gli stralli si dispongono lungo una linea catenaria.

trefolo dello strallo viene trainato dall'impalcato del ponte alla sommità del pilone utilizzando un semplice argano e poi viene tagliato alla lunghezza esatta, tesato con un tiro predeterminato ed ancorato temporaneamente; i trefoli

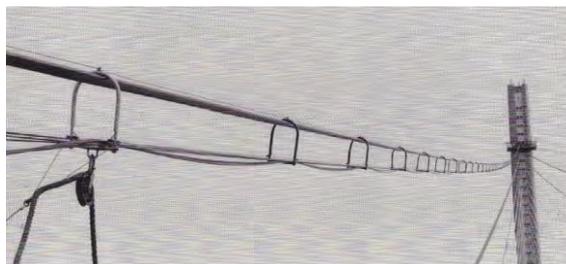


Figura 133. Trefolo a sette fili sorretto da staffe durante l'installazione di uno strallo isotensionato

susseguenti vengono poi successivamente trascinati e sostenuti da staffe collegate ai trefoli che sono già stati posti in trazione (Figura 133).

In un certo numero di ponti strallati più recenti il primo trefolo a sette fili viene utilizzato per supportare la guaina in HDPE protettiva permanente e i successivi trefoli vengono quindi trascinati all'interno di questa anziché con il supporto di staffe.

Quando ogni trefolo raggiunge la sommità, esso viene tesato tramite l'utilizzo di un piccolo martinetto per cavi singoli con una cella di carico; il valore letto su questa cella viene comparato con quello fornito da un'altra cella di carico posta sull'attacco del primo trefolo messo in opera, e quando questi due valori coincidono l'operazione di tesatura viene interrotta. In questo modo è garantito che tutti gli stralli sono soggetti alla stessa forza di tiro alla fine di ogni sessione di tesatura.

Sempre in relazione al montaggio degli stralli, nella costruzione dei ponti strallati è necessario determinare rigorosamente e tener conto delle controfrecce di costruzione, specialmente se i cavi sono del tipo interamente prefabbricato (fuori opera o a piè d'opera). Infatti se si valutano le deformazioni che la struttura avrebbe qualora il carico permanente si potesse idealmente applicare solo a costruzione finita, ci si troverebbe di fronte a spostamenti verticali notevolissimi dell'impalcato, come si rileva nella seguente tabella in cui si riportano, al variare della luce maggiore L , i valori di tali spostamenti per la sezione di mezzeria dell'impalcato:

Abbassamenti, in metri, della sezione di mezzeria della campata centrale corrispondenti all'applicazione dei carichi permanenti				
L (m)	200	300	400	500
Impalcato metallici	0,50 ÷ 0,70	1,00 ÷ 1,50	1,30 ÷ 1,80	2,00 ÷ 3,00
Impalcato composti	0,60 ÷ 0,80	1,00 ÷ 1,80	2,00 ÷ 3,00	3,40 ÷ 4,50
Impalcato in c.a.	1,00 ÷ 1,50	2,00 ÷ 2,80	3,20 ÷ 4,00	4,40 ÷ 5,00

Se inoltre si osserva che nel campo di luci considerate nella tabella il rapporto *altezza dell'impalcato/luce maggiore* varia generalmente fra 1/80 ed 1/160, appare immediatamente l'importanza che avrebbero le tensioni di flessione nell'impalcato se la struttura a costruzione finita venisse disarmata senza mettere preventivamente in tensione i cavi con sforzi calibrati. In effetti, salvo casi particolari, la costruzione si esegue a sbalzo per cui i cavi debbono andare automaticamente in tensione proprio durante la costruzione. Diventa allora importante minimizzare i momenti nell'impalcato nelle fasi costruttive per ottenere, a costruzione ultimata, momenti tutti nulli nel caso limite di distribuzione ravvicinatissima degli stralli.

In effetti il solo peso delle attrezzature avanzanti turba sensibilmente, nelle varie fasi di costruzione a sbalzo (e quindi in via transitoria) il desiderato regime finale di solo sforzo assiale nell'impalcato (e piccoli momenti flettenti, funzione soltanto della distanza fra gli stralli nei punti di attacco all'impalcato).

Alla luce di queste considerazioni appare ancora più evidente l'importanza della determinazione della lunghezza esatta dei cavi e del peso limite da assegnare alle attrezzature avanzanti (di montaggio o di getto) per evitare di sollecitare l'impalcato nelle fasi di costruzione con sforzi superiori a quelli di esercizio per i quali generalmente si deve proporzionare la struttura.

Per quanto concerne la determinazione della lunghezza esatta dei cavi si deve quindi disegnare la deformata ideale dell'impalcato corrispondente ai carichi permanenti, e poi ribaltarla intorno alla configurazione geometrica finale che si vuole ottenere a carichi permanenti applicati. Le lunghezze dei cavi saranno quelle corrispondenti alle distanze fra i punti K_i della deformata ribaltata ed il punto e (Figura 134), in quanto lo spostamento orizzontale ee' , che dipende principalmente dall'allungamento degli stralli di ormeggio, si deve sempre annullare con tiri correttivi.

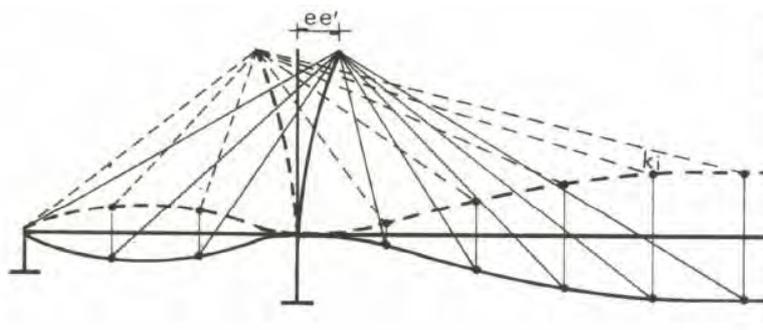


Figura 134

2.6.3 Costruzione dell'impalcato

Nei ponti strallati con sistemi di strallatura autoancorati la capacità di carico del singolo strallo dipende dal trasferimento della componente orizzontale della forza sul cavo all'impalcato; di conseguenza, uno strallo non può essere installato prima che sia stata costruita la parte contigua di impalcato. Una semplice soluzione consiste quindi nell'erigere l'intero impalcato su appoggi temporanei prima di montare gli stralli, come illustrato in Figura 135.

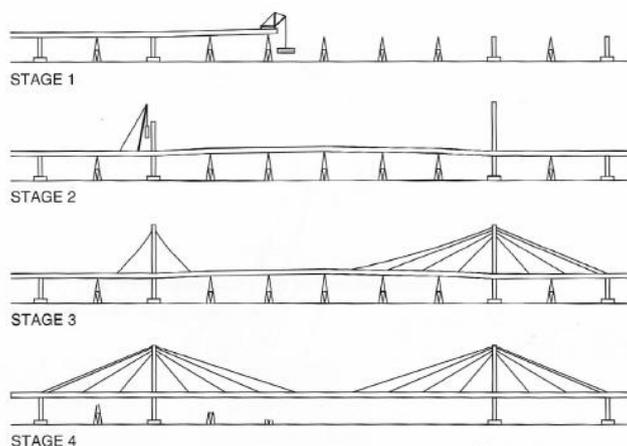


Figura 135. Ponte strallato costruito con appoggi temporanei

Nelle quattro fasi rappresentate, sono eseguite le seguenti operazioni principali:

- Fase 1.* Costruzione dell'impalcato sui piloni permanenti e sugli appoggi temporanei. In questa fase il processo è in effetti la costruzione di una normale travata e le procedure utilizzate per la costruzione dei ponti a travata possono di conseguenza essere applicate;
- Fase 2.* Costruzione dei piloni dal livello dell'impalcato terminato;
- Fase 3.* Installazione degli stralli. In questa fase gli stralli necessitano di essere tesi moderatamente poiché il tiro finale verrà applicato nella fase successiva;
- Fase 4.* Dopo l'installazione di tutti gli stralli, gli appoggi temporanei vengono rimossi e il carico trasferito alla strallatura. Durante questa fase l'impalcato devia verso il basso ed è quindi necessario che questo inizialmente venga costruito con una adeguata contrefreccia per avere poi la desiderata geometria finale, quando tutto il peso proprio dell'impalcato è stato trasferito agli stralli.

Con l'impalcato costruito su appoggi temporanei e successivamente abbassato, viene indotta una flessione permanente sulle sezioni di impalcato. Tuttavia, con impalcati sottili i momenti flettenti potrebbero essere entro limiti accettabili, ma con impalcati rigidi la procedura dovrebbe essere modificata proprio per eliminare queste flessioni permanenti; in quel caso l'impalcato deve essere inizialmente costruito alla sua quota finale sugli appoggi provvisori e in seguito essere sollevato prima che gli stralli vengano montati e tesi parzialmente.

Sia a costruzione ultimata, ma soprattutto durante tutte le fasi di costruzione in opera, vengono sistematicamente controllati gli sforzi negli stralli e le quote dell'impalcato in corrispondenza di ogni nodo stralli-impalcato, e confrontate con i valori teorici di calcolo.

Il procedimento costruttivo di Figura 135 ha il vantaggio che l'impalcato può essere montato in modo continuo da un'estremità all'altra e quindi permette il trasporto di operai, attrezzature e materiale sulla parte di impalcato realizzata; inoltre, questa procedura consente un controllo efficiente della geometria e della tensione sugli stralli.

Gli svantaggi di questo processo dipendono dagli appoggi temporanei richiesti. In molti casi infatti deve essere lasciato sotto il ponte uno spazio privo di ostacoli anche durante la costruzione, cosicché non sono permessi i supporti momentanei; anche se lo spazio libero richiesto non è proibitivo, il costo per erigere gli appoggi provvisori, per esempio su fondali profondi in corrispondenza della campata principale, potrebbe essere talmente elevato da rendere questo procedimento non fattibile.

I supporti provvisori possono essere evitati completamente se il ponte viene realizzato attraverso il metodo della costruzione a sbalzo, come illustrato in Figura 136.

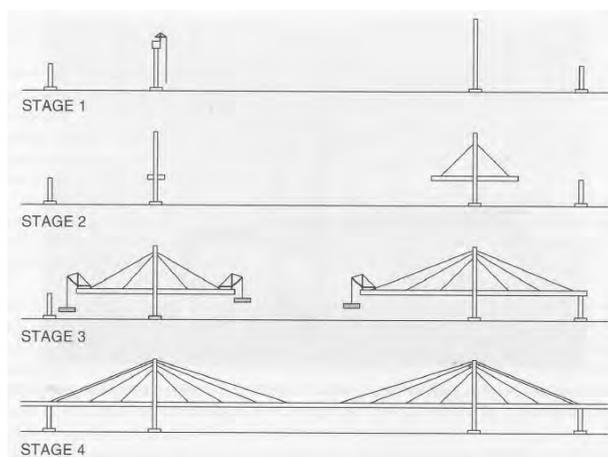


Figura 136. Ponte strallato costruito a sbalzo dai piloni in entrambe le direzioni

Questo procedimento coinvolge le seguenti fasi:

- Fase 1.* Si costruiscono i piloni, le pile di ormeggio e i relativi pezzi di impalcato;
- Fase 2.* Si comincia la costruzione a sbalzo bilanciata usando speciali gru di sollevamento (*derricks*) su rotaie operanti sull'impalcato per sollevare i conci di impalcato trasportati in situ tramite chiatte;
- Fase 3.* Con l'avanzamento degli sbalzi, gli stralli vengono installati e tesi inizialmente per mitigare i momenti flettenti sull'impalcato. Spesso l'avanzamento a sbalzo viene completato per solo una metà del ponte, prima di spostare le gru sull'altra metà;
- Fase 4.* Il ponte viene collegato a metà campata, e vengono applicati quindi i carichi addizionali non strutturali.

Nel montaggio a sbalzo dei ponti strallati aventi impalcato prefabbricato, ossia impalcati formati da elementi prefabbricati in acciaio o in c.a., o a struttura mista acciaio-calcestruzzo, le attrezzature fondamentali sono due gru *derricks* su rotaie disposti simmetricamente su conci avanzanti; essi sollevano dall'alto, prelevandoli dal basso (da natanti in caso di corsi d'acqua), gli elementi da montare a sbalzo, e li presentano posizionandoli contro quelli già montati.

Con questa procedura è essenziale avere un collegamento molto efficiente delle sovrastrutture al pilone durante il periodo di costruzione, poiché l'intera stabilità dipende da questo fino a che non si raggiunge la pila di ormeggio; inoltre, la rigidità flessionale laterale dell'impalcato deve essere sufficiente ad assicurare la stabilità della parte a sbalzo, che alla fine raggiunge una lunghezza considerevole pari alla metà della campata principale. Di conseguenza, questo metodo è vantaggioso specialmente nei ponti con un rapporto ragionevolmente grande tra lunghezza di campata e larghezza di impalcato.

Il controllo statico della resistenza in ogni fase della costruzione in opera (o del montaggio) richiede che tutte le successive strutture a sbalzo che via via vengono formandosi siano staticamente verificate tenendo conto anche dell'azione del vento in varie ipotesi di direzione e di incidenza. In particolare, proprio per assicurare alla struttura durante la costruzione in opera una sufficiente stabilità rispetto all'azione del vento, occorre in genere bloccare l'impalcato ai piloni nel piano orizzontale mediante

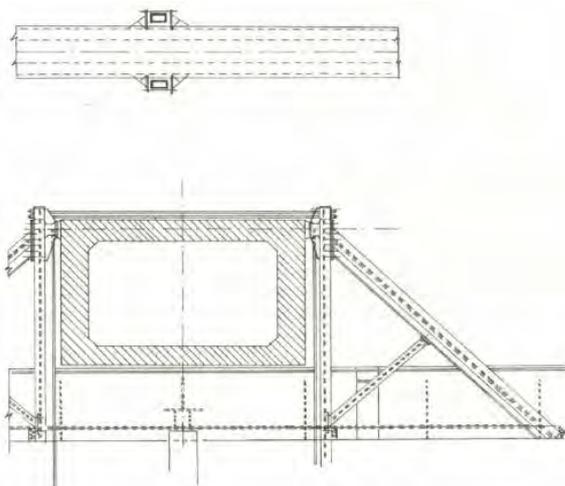


Figura 137. *Incastro torsionale provvisorio fra impalcato e torre (in fase di montaggio a sbalzo)*

strutture provvisorie (Figura 137) eventualmente integrate, nel piano verticale, da funi addizionali almeno fino a quando l'impalcato ha raggiunto le pile di ormeggio ed è stato a queste ancorato.

Il procedimento costruttivo di Figura 136 diventa ancora più efficiente se la distanza tra i punti di ancoraggio degli stralli viene scelta affinché l'impalcato possa essere costruito a sbalzo da un attacco al successivo senza aver bisogno

di supporti provvisori (ad esempio cavi temporanei); questa condizione è spesso soddisfatta nei ponti con strallatura diffusa.

Va messo in evidenza inoltre che per montare a sbalzo l'impalcato di un ponte strallato autoancorato è fondamentale chiuderne tutti i giunti non appena vengono posizionati i vari conci, in quanto durante il successivo tensionamento degli stralli deve venire trasferita la forza assiale.

In qualche caso particolare i due procedimenti costruttivi di Figura 135 e Figura 136 vengono combinati, poiché le campate laterali vengono costruite su appoggi temporanei e quella principale tramite avanzamento a sbalzo, come mostrato in Figura 138.

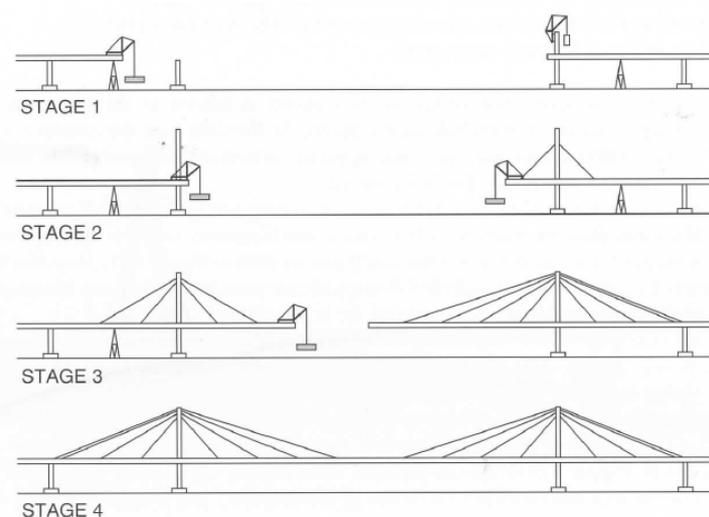


Figura 138. *Ponte strallato costruito a sbalzo nella sola campata principale*

Nelle quattro fasi rappresentate, si eseguono le seguenti operazioni:

- Fase 1.* Costruzione dell'impalcato nelle campate laterali tramite appoggi provvisori, seguita dalla costruzione dei piloni una volta raggiunte le loro sottostrutture;
- Fase 2.* Montaggio a sbalzo in una sola direzione dell'impalcato della campata principale con l'installazione degli stralli sia di questa campata che dei relativi nelle campate laterali non appena si raggiungono i punti di aggancio nella campata principale;
- Fase 3.* Conclusa metà campata, si procede all'avanzamento dell'altra metà;
- Fase 4.* Giunzione dell'impalcato a metà ponte.

Con questo procedimento costruttivo l'utilizzo di appoggi provvisori è limitato alle campate laterali, nelle quali raramente le richieste di spazio libero e le profondità d'acqua ne impediscono l'uso. Allo stesso tempo lo sbalzo nella campata principale parte da una posizione molto stabile, in quanto la campata laterale è in doppio appoggio; non è quindi richiesto un temporaneo irrigidimento a flessione.

Il principio della costruzione a sbalzo nella sola campata principale è vantaggioso specialmente se le campate laterali possono essere costruite senza l'ausilio di appoggi provvisori, come ad esempio in un ponte strallato con pile intermedie permanenti nelle campate secondarie come quello di Figura 139.

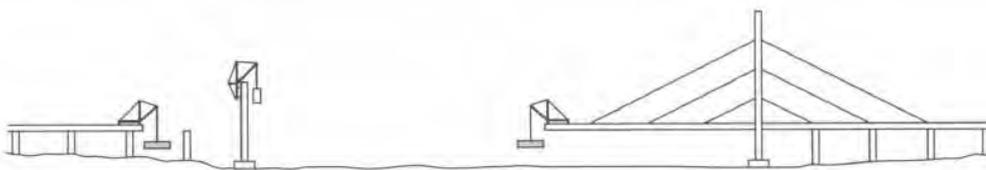


Figura 139. Procedimento costruttivo di un ponte strallato ad arpa con pile intermedie permanenti nelle campate laterali

Se la lunghezza dello sbalzo da realizzare porta ad avere un rapporto tra questa e la relativa larghezza di impalcato molto elevato, può diventare necessario in fase di costruzione assumere una serie di contromisure per assicurare la stabilità aerodinamica. Prima di tutto, le varie fasi del processo devono essere indagate attentamente sia analiticamente che sperimentalmente, ad esempio tramite prove su modello del ponte in costruzione con lo sbalzo giunto a metà campata, nel quale devono essere incluse anche tutte le attrezzature, come le gru da movimentazione; tali studi potrebbero infatti dimostrare che l'impalcato potrebbe essere soggetto ad oscillazioni laterali che per

essere eliminate richiedono l'installazione temporanea di grandi smorzatori a massa risonante.

La costruzione a sbalzo dell'impalcato della campata principale può essere eseguita, anziché utilizzando gru derricks di sollevamento poste sull'impalcato stesso, anche attraverso l'uso di gru galleggianti di grandi dimensioni che permettono la mobilitazione ed il sollevamento di conci di impalcato di notevole peso e rilevante grandezza, ad esempio aventi lunghezza pari alla distanza tra i vari punti di aggancio degli stralli all'impalcato (Figura 140). Questa tecnica tuttavia viene poco utilizzata perché più pericolosa rispetto a quella classica.

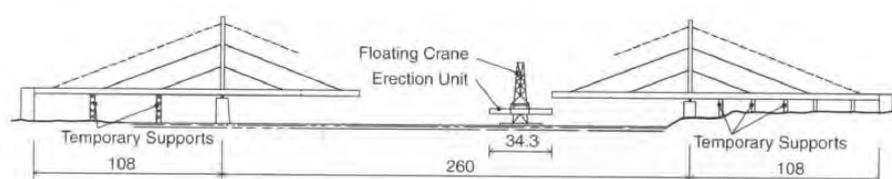


Figura 140. Montaggio di grandi conci di impalcato tramite gru galleggianti (Theodor Heuss Bridge)

In generale, la capacità di sollevamento delle gru derricks standard è più piccola di quella delle gru galleggianti; infatti, la massima capacità di sollevamento di una gru standard utilizzata per il montaggio dei ponti strallati difficilmente supera le 200 tonnellate. È quindi necessario movimentare conci più piccoli ed accettare un maggior numero di giunti nell'impalcato. Non mancano però casi in cui sono state realizzate gru apposite speciali proprio per assemblare l'impalcato.

Per i ponti strallati con impalcato in calcestruzzo armato sorgono speciali problemi poiché l'effetto molto favorevole al momento resistente dovuto alla forza di compressione data dalle componenti orizzontali dei tiri degli ultimi stralli non è presente all'estremità dell'impalcato durante la costruzione; allo stesso tempo, i più pesanti conci di calcestruzzo inducono un momento sullo sbalzo più intenso di quello che si avrebbe con un impalcato in acciaio.



Figura 141

Questi problemi possono essere risolti mediante l'utilizzo di uno speciale macchinario da costruzione dotato di propri specifici cavi che lo connettono alla sommità del pilone (Figura 141);

tesando questi cavi in contemporanea al sollevamento del pesante concio prefabbricato è possibile trasmettere il momento di questo sbalzo al concio precedentemente montato a tal punto che si può evitare una sollecitazione eccessiva. Inoltre, la tensione di questi cavi influenza favorevolmente le forze negli stralli già in funzione del ponte, che altrimenti sarebbero sovrasollecitati fino a che non vengono installati e tesati gli stralli del nuovo concio montato.

Nei ponti strallati con un impalcato in calcestruzzo armato gettato in opera, il concio viene spesso gettato in una cassaforma mobile ancorata alla parte già realizzata di



Figura 142. *Cassaforma mobile all'estremità di un impalcato in calcestruzzo gettato in opera*

impalcato (Figura 142). Con gli spessori modesti delle travi di bordo che in genere si trovano in questi ponti il momento resistente dell'impalcato è di entità limitata, ed è quindi necessario gettare l'impalcato in conci relativamente corti di lunghezza tipicamente sui 4÷6 m. La cassaforma mobile deve essere progettata in modo tale che possa essere spostata in avanti e fatta operare a sbalzo dopo che l'ultimo concio di impalcato gettato sia maturato sufficientemente e che siano stati installati e tesati i relativi stralli. Tramite questa lunghezza ragionevolmente corta dei conci, è possibile evitare l'uso di cavi provvisori e non è necessario aiutare le travi di bordo a sopportare i carichi accidentali dovuti alla sola fase costruttiva.

Nella costruzione a sbalzo di ponti strallati con impalcato in c.a. gettato in opera il procedimento costruttivo è in sostanza una estensione del classico procedimento che caratterizza la quasi totalità dei ponti a travata in c.a.p. su luci comprese sui 100÷200 m. Questo procedimento costruttivo ritrova la sua migliore applicazione nei ponti con strallatura posta nel piano verticale contenente l'asse dell'impalcato (strallatura centrale), struttura che trova impegnato torsionalmente l'impalcato (con sezione a cassone) fino ai limiti delle luci libere raggiungibili da ponti strallati con impalcati in c.a..

Allo scopo di illustrare gli schemi operativi tipici di tale procedimento costruttivo e le relative attrezzature, nella Figura 143 sono riportate le principali fasi di costruzione a

sbalzo di un ponte strallato a struttura interamente in calcestruzzo armato e nelle didascalie sono specificate le diverse operazioni esecutive del procedimento.

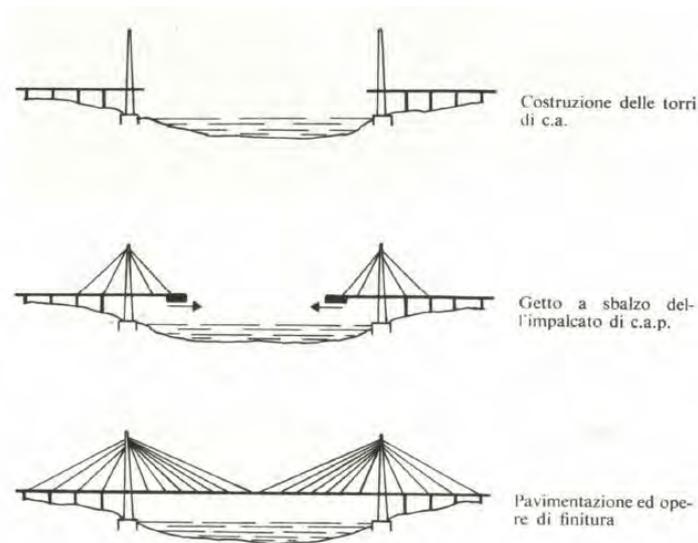


Figura 143. Fasi di costruzione di un ponte strallato in c.a.

Come confronto invece, nelle Figure 144 e 145 sono riportate rispettivamente le fasi principali del montaggio a sbalzo di un ponte con impalcato in acciaio e di un ponte con impalcato a struttura mista acciaio-calcestruzzo.

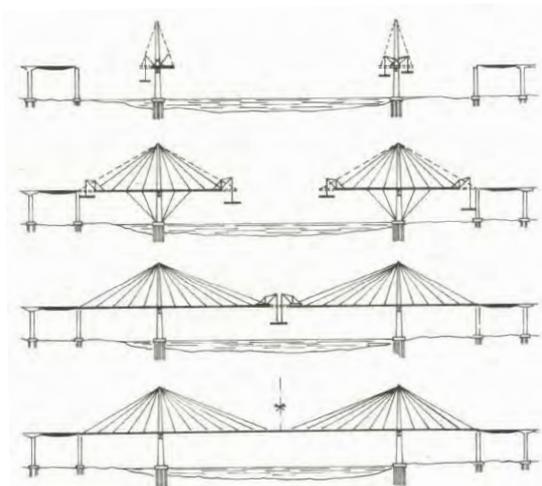


Figura 144. Fasi del montaggio a sbalzo di un ponte strallato con impalcato prefabbricato in acciaio

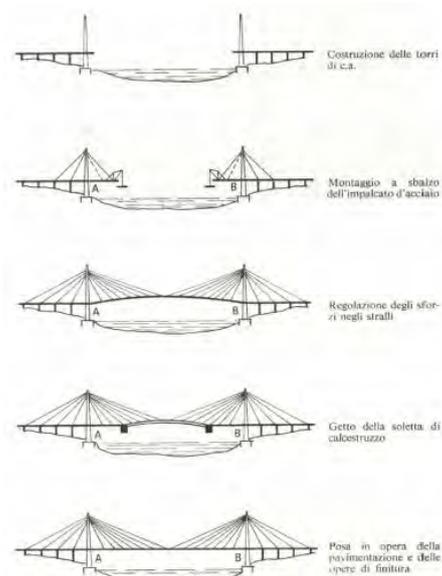


Figura 145. Fasi di costruzione di un ponte strallato con impalcato a struttura mista

Stralli provvisori si possono usare anche durante la costruzione di ponti strallati con pochi cavi, dove di conseguenza c'è una grande distanza tra i vari agganci all'impalcato.

In questi ponti potrebbe verificarsi una sollecitazione eccessiva sia nella sezione di impalcato che negli ultimi stralli installati durante l'avanzamento a sbalzo da un punto di attacco di uno strallo al successivo; in un caso del genere potrebbe essere utilizzato uno strallo provvisorio (Figura 146) per ridurre sia i momenti flettenti sull'impalcato che la tensione sugli stralli permanenti.

In alternativa, la parte a sbalzo dell'impalcato potrebbe essere sostenuta da un sistema di cavi secondario, comprendente un pilone provvisorio dotato di una serie di stralli temporanei, come illustrato in Figura 147. Con questo assetto, viene ridotto il momento flettente sull'impalcato, mentre il tiro sugli stralli permanenti rimane praticamente invariato. Di conseguenza, questa soluzione è adottabile solamente se il problema della sollecitazione eccessiva è confinato al solo impalcato.

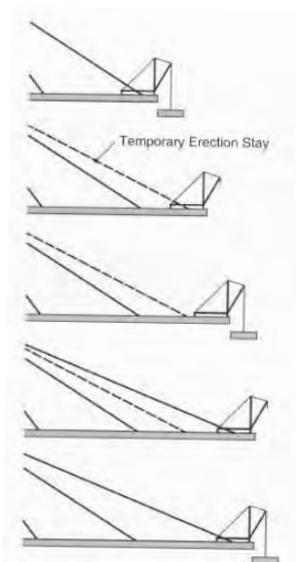


Figura 146. Applicazione di uno strallo provvisorio durante la costruzione a sbalzo tra due punti di innesto di stralli permanenti

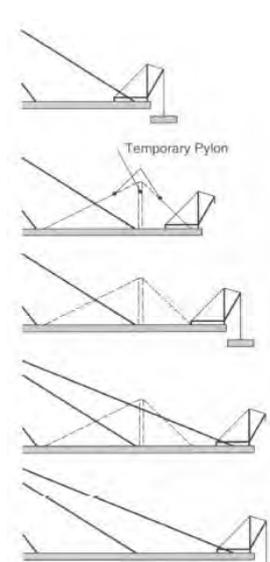


Figura 147. Sistema di cavi provvisorio comprendente un pilone secondario con una serie di stralli minori

In relazione alle descrizioni appena fatte, deve essere sottolineato che tutte le soluzioni provvisorie sotto forma di pile, stralli, e piloni utilizzate soltanto durante le fasi costruttive sono molto costose in quanto devono essere prodotte, montate, e demolite prima che il ponte venga completato. È quindi fortemente raccomandato di tenere in considerazione i problemi riguardanti la costruzione di un ponte strallato già nelle primissime fasi della sua progettazione, in modo tale che si scelga la configurazione più adatta dell'intera struttura per minimizzare le problematiche relative alla sua costruzione e la quantità di elementi strutturali temporanei da utilizzare.

Nei capitoli quarto e quinto viene presentata una selezione di due recenti realizzazioni operata in base al fatto che le singole opere rispecchiano la filosofia strutturale dello schema appena preso in esame. Di ciascuna di esse si dà relazione mettendone in evidenza i principali aspetti progettuali, statici, ma soprattutto costruttivi.

I ponti presentati danno una chiara idea di come possano essere operate le scelte costruttive e tecnologiche nell'ambito di una stessa concezione strutturale in funzione dei dati di progetto (situazione morfologica del terreno, carichi, luci, esigenze di carattere estetico). La selezione comprende, come già detto, due realizzazioni, tutte integralmente in calcestruzzo armato, la prima di grande luce e la seconda di piccola luce.

Il secondo esempio non rispecchia pienamente la filosofia strutturale del sistema preso in esame, soprattutto per le dimensioni e le differenti modalità esecutive di alcuni dei suoi elementi fondamentali, tuttavia rientra senza alcun dubbio nell'ambito della famiglia dei ponti strallati a comportamento prevalentemente reticolare, pur essendo ridotto il numero di maglie reticolari dell'intera struttura. Il primo invece rappresenta uno schema tra i più classici.

Essendo entrambi i ponti strallati presentati realizzati in calcestruzzo armato gettati in opera, appare necessario, prima di tutto, presentare, nel terzo capitolo, anche una rapida carrellata dei vari procedimenti costruttivi più usati per la costruzione di questa più ampia categoria di ponti, per capirne meglio i problemi e trovarne i punti in comune con i procedimenti appena descritti per i soli ponti strallati.

Capitolo 3

METODI DI COSTRUZIONE DI PONTI IN CALCESTRUZZO ARMATO GETTATI IN OPERA

I ponti moderni, salvo rare eccezioni, sono costruiti essenzialmente da un impalcato ad asse rettilineo che può essere solidale o meno con le pile, generalmente verticali.

Normalmente l'impalcato, se si escludono le opere singolari, è un elemento con una dimensione (la lunghezza) nettamente prevalente rispetto le altre due: ne deriva la necessità di costruirlo comunque per segmenti successivi, prefabbricati o gettati in opera a seconda dei casi. La lunghezza di questi segmenti varia molto in funzione della distanza tra le pile, cioè della luce della travata, e della forma della sezione trasversale. Per luci medio-piccole si possono avere lunghezze dei segmenti pari all'intera campata ed in questo caso il ponte viene costruito per *campate successive*.

Normalmente se si adotta una sezione trasversale "aperta", cioè il classico ponte a grigliato con travi e traversi, le travi possono essere prefabbricate, con luci fino ad un massimo di 50 m circa. In questo caso la sezione trasversale viene scomposta in più segmenti longitudinali - le travi - che vengono collegate da soletta e traversi normalmente gettati in opera.

Qualora si adotti una sezione a cassone, la prefabbricazione dell'intera campata, dati i maggiori pesi, può avvenire fino a luci di 30-40 m, preferendosi altrimenti il getto in opera. Questo può avvenire sia su cantine tradizionali che su strutture di sostegno provvisorie in acciaio, cioè su veri e propri ponti di servizio, capaci di sostenere il getto di una campata per poi autovararsi e sostenere il getto di quella successiva se il ponte ha generalmente più di tre campate di sezione trasversale uguale (Figura 148), oppure su

centine tradizionali o strutture provvisorie fisse con incastellatura in acciaio se il ponte è piccolo (come sarà nel 2° esempio). Questa tecnica porta a luci spesso inferiori a 50 m.

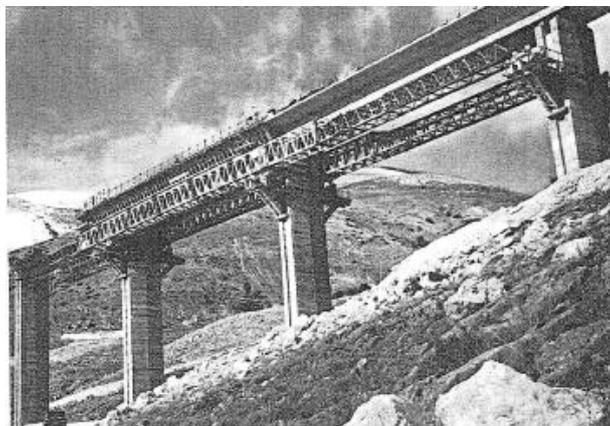


Figura 148. Getto in opera su centina autovariante

In ogni caso lo schema statico può essere quello di una serie di travi semplicemente appoggiate ovvero di una trave continua.

Quando le luci da superare sono maggiori dei valori visti, la lunghezza del segmento è una frazione di quella della campata e si ha la cosiddetta *costruzione a conci*. Nel caso di costruzione per conci successivi la sezione trasversale è quasi sempre a cassone sia unicellulare che pluricellulare.

L'avanzamento della costruzione può avvenire sostanzialmente in due modi:

- a) procedendo a sbalzo simmetricamente da ciascuna pila, nel qual caso ciascun concio viene gettato o montato nella sua posizione finale (come nel 1° esempio);
- b) "spingendo" l'impalcato in avanti a partire da una spalla. In questo caso i conci vengono gettati tutti in un'unica posizione e poi spinti in avanti mano a mano che la costruzione procede.

Nel caso a) i conci possono essere sia gettati "in situ" che prefabbricati e montati in opera impiegando resine per garantire il contatto tra conci prefabbricati contigui. In entrambi i casi le strutture di servizio che sorreggono il concio nella fase di presa, se gettato in opera, ovvero nella fase di montaggio, se prefabbricato, possono operare a sbalzo dalla parte già costruita ovvero poggiare su due pile successive e quindi funzionare come un carro varo (Figure 149 e 150).

La centina a sbalzo viene generalmente impiegata per il getto in opera di ponti con un numero limitato di campate mentre il carro varo dei conci prefabbricati, generalmente costoso e complicato da montare, è giustificato per ponti molto lunghi.



Figura 149. Costruzione a sbalzo per conci successivi

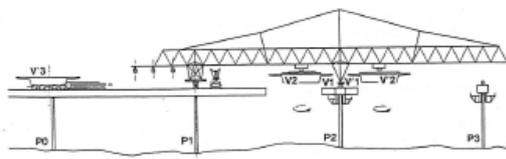


Figura 150. Varo conci prefabbricati

Nei ponti "spinti" (caso b)) il getto o montaggio dei conci avviene evidentemente in condizioni molto più favorevoli. Per contro si ha il costo delle attrezzature per spingere e far scorrere la travata che, nel caso di trave continua a più luci, può arrivare a pesare parecchie migliaia di tonnellate (Figura 151). Inoltre, durante l'avanzamento, nelle varie sezioni della trave si ha inversione delle sollecitazioni con conseguente necessità di avere una precompressione centrata o quasi; questo tipo di costruzione pertanto risulta particolarmente vantaggiosa per i ponti in cui si ha una forte incidenza dei sovraccarichi rispetto al peso proprio e quindi una parte percentualmente rilevante della precompressione può essere data a fine costruzione.

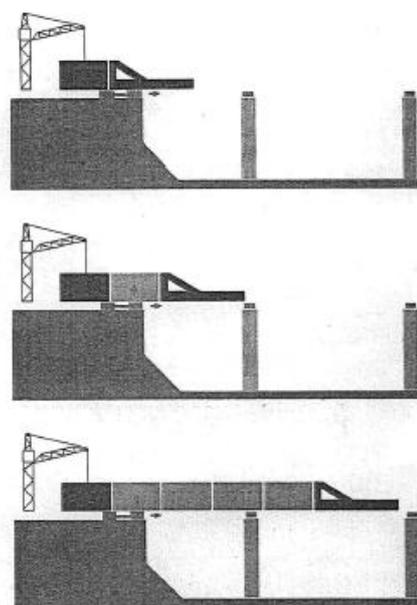
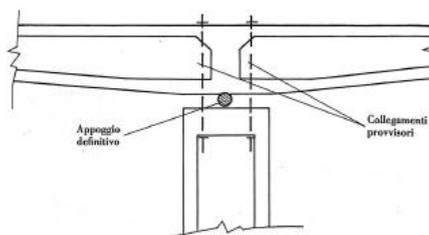
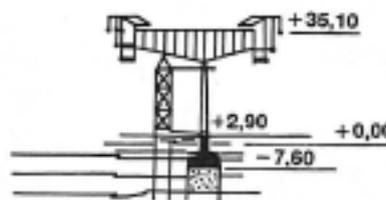


Figura 151. Schema di costruzione "a spinta"

Lo schema statico finale per ponti costruiti a conci può essere quello di pile a stampella con travi tampone (ultimamente poco usato); trave continua solidale o meno con le pile; ponte strallato qualora, mano a mano che procede la costruzione, si pongano in opera stralli definitivi.

Nel caso in cui lo schema statico finale scelto sia quello di trave continua semplicemente appoggiata sulle pile, è necessario garantire la stabilità dell'opera in fase di costruzione nel caso di dissimmetrie accidentali del carico (ad esempio crollo di una attrezzatura in fase di getto di un concio). Ciò può essere fatto o solidarizzando in via provvisoria l'impalcato alla pila, oppure disponendo un sostegno provvisorio in prossimità della pila da cui si sta procedendo a sbalzo (Figure 152 e 153).

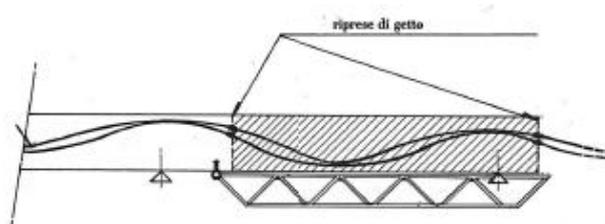
Figura 152. *Solidarizzazione provvisoria*Figura 153. *Sostegno provvisorio*

3.1 Costruzione per campate successive - travate continue

Nel caso di costruzione per campate successive con travate continue gli impalcati possono essere realizzati principalmente tramite solidarizzazione di travi prefabbricate oppure tramite getto per campate successive.

In questo secondo caso, la costruzione avviene in genere su centine autovaranti che sorreggono il getto di una intera campata se il ponte ha generalmente più di tre campate di sezione trasversale uguale (Figura 148) con luci fino a 40-50 m, oppure su centine tradizionali o strutture provvisorie fisse con incastellatura in acciaio se il ponte è piccolo (come sarà nel 2° esempio).

La ripresa di getto tra due campate successive viene fatta normalmente ad una certa distanza dall'appoggio, in una zona ove i momenti flettenti della futura travata continua sono molto piccoli. In questo modo è possibile distanziare i cavi tra di loro e quindi "giuntarli" con opportuni dispositivi (Figura 154).

Figura 154. *Particolare giunzione cavi*

3.2 Costruzione a sbalzo per conci

3.2.1 Tecniche costruttive

I conci possono essere gettati in opera oppure prefabbricati (generalmente a piè d'opera) e successivamente montati.

Nella prima soluzione l'impalcato viene costruito in opera a tratti della lunghezza di 3-6 m procedendo a sbalzo simmetricamente da entrambi i lati di ciascuna pila (come si vedrà nel 1° esempio). Costi di esecuzione, impatto ambientale, aspetti morfologici del terreno sono elementi che orientano la scelta verso il sistema di getto a conci a sbalzo per l'esecuzione di ponti e viadotti.

Le fasi costruttive per l'impiego delle relative attrezzature possono essere schematizzate come segue:

- 1) Esecuzione fondazioni;
- 2) Esecuzione pile;
- 3) Esecuzione conci in testa pila;
- 4) Esecuzione dei conci a coppie.

La realizzazione delle fondazioni e delle pile può essere eseguita con differenti tipologie di attrezzatura (che si vedranno in seguito), come i conci in testa pila che, realizzato anch'essi con attrezzature differenti, devono però rispettare determinate dimensioni "obbligate" dalla struttura del carro varo per il posizionamento per il getto del primo concio e la traslazione per il getto del secondo.

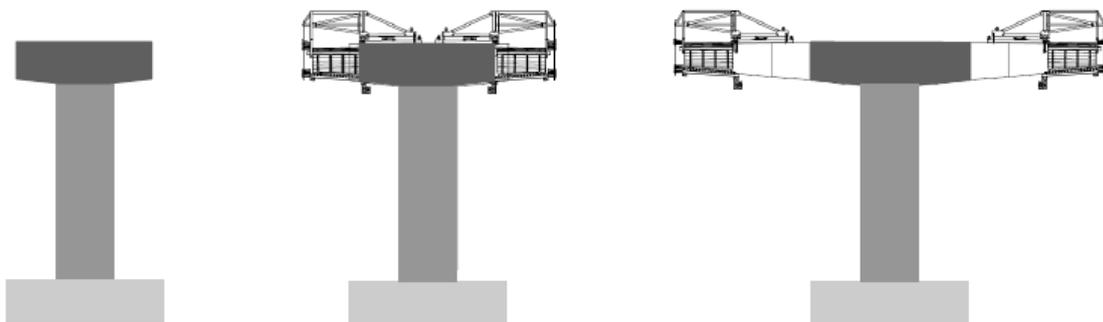


Figura 155. Fasi costruttive preliminari per la costruzione a sbalzo per conci

La cassaforma, la cui funzione è quella di contenere le spinte orizzontali delle pareti ed i pesi derivanti dal getto, è portata da una struttura metallica o carro, pensato per sostenere il peso del concio, attaccata e sostenuta dalla parte già costruita di ponte e avanza mano a mano che procede la costruzione (Figura 149). Il concetto è quello di dare alla pila solo ed esclusivamente carichi verticali; per questo motivo il sistema è costituito da due strutture indipendenti che si muovono in direzioni opposte.

Schede tecniche di alcuni carri per il getto di conci a sbalzo, insieme anche ad alcuni esempi di centine autovaranti, sono riportate nell'Allegato A della presente tesi.

I tempi di costruzione medi sono di un concio per settimana per ogni attrezzatura. L'uso della maturazione a vapore può ridurre questi tempi.

La tecnica del getto in opera dei conci viene generalmente adottata per le opere singolari in cui la lunghezza di impalcato da costruire è relativamente piccola, tale da non giustificare l'impianto di prefabbricazione e le attrezzature di varo. Il getto in opera risulta inoltre conveniente per grandi luci, sopra i 100-120 m, in quanto i conci prefabbricati sarebbero troppo pesanti e quindi l'attrezzatura per il loro varo troppo costosa (come accadrà effettivamente nel 1° esempio).

Se poi l'impalcato così costruito deve venire precompresso, in alcune applicazioni recenti i cavi sono stati tenuti esterni alla sezione (ad esempio all'interno del cassone ma al di fuori delle anime), con sensibili facilitazioni di operazione (Figura 156).

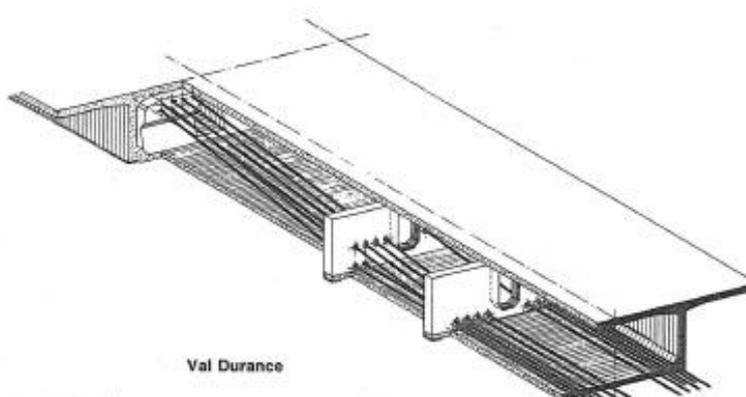


Figura 156. Schema precompressione esterna

3.2.2 Schema statico finale

Nei primi ponti costruiti a sbalzo la struttura manteneva, in esercizio, lo stesso schema statico che aveva in costruzione: due mensole simmetriche collegate a ciascuna pila. Nella sezione di mezzeria di ciascuna campata, cioè all'estremità di due mensole contigue, veniva disposta una piccola trave tampone oppure un vincolo che impediva solo gli spostamenti relativi verticali quando il carico accidentale gravava solo su uno sbalzo. Questa disposizione è stata abbandonata per gli inconvenienti causati dalle deformazioni viscosse delle mensole che hanno portato, nel tempo, alla formazione di vistose cuspidi nella mezzeria delle campate.

Attualmente lo schema statico più frequente per gli impalcati costruiti a conci è quello della trave continua di lunghezza complessiva fino a 1000 m ed oltre. Gli spostamenti

dovuti alle variazioni termiche, ritiro etc. sono consentiti o dalla flessibilità delle pile, se molto alte (nel qual caso l'impalcato è rigidamente connesso alle pile stesse), o dall'introduzione di appoggi opportuni. In questo caso nelle fasi costruttive bisognerà collegare provvisoriamente l'impalcato alla pila (Figure 152 e 153).

Va infine detto che adottando opportuni accorgimenti costruttivi possono aversi, oltre alla trave continua, anche altri schemi che possono risultare più piacevoli dal punto di vista estetico, quali telai con ritti inclinati etc.

3.2.3 Scelta della sezione trasversale

La tipica sezione per questi ponti è quella a cassone. Si hanno normalmente cassoni unicellulari per larghezze di 10-15 m, a più celle per larghezze maggiori.

Alcune interessanti realizzazioni recenti hanno solo parte della sezione trasversale costruita a sbalzo, mentre il completamento avviene in opera sullo schema statico finale per mezzo di elementi prefabbricati; sempre al fine di ridurre i pesi propri dei conci, specie nei ponti strallati, si sono sostituite in alcuni casi le pareti continue con aste in calcestruzzo: ne deriva una struttura tubolare formata da un guscio esterno continuo, molto rigido torsionalmente, irrigidito all'interno da uno o due sistemi di aste reticolari che garantiscono la stabilità di forma (Figura 157).

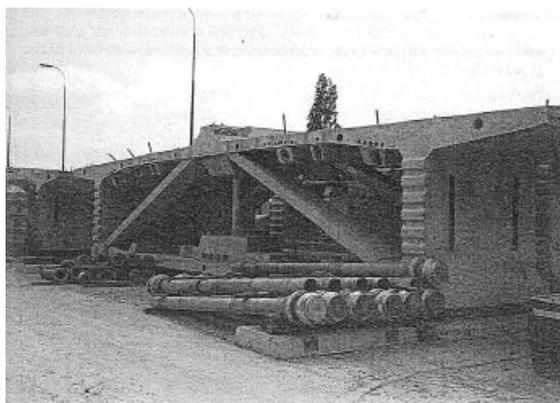


Figura 157. Cassone in c.a. con aste reticolari all'interno

3.2.4 Criteri di calcolo

Il calcolo di questi ponti va fatto analizzando per ogni fase costruttiva, cioè per ogni nuovo concio che nasce, lo stato di sollecitazione e di deformazione dell'intera struttura.

Poiché si deve tenere conto necessariamente dei fenomeni lenti che interessano in modo differente i vari conci, tutti di età diversa, è evidente l'onerosità di questa analisi che viene abitualmente condotta con appositi programmi di calcolo automatico.

Questi devono, per ogni istante t_i in cui nasce il concio i -esimo, valutare le variazioni delle tensioni e degli spostamenti della generica sezione j (Figura 158) già costruita, a causa dei seguenti fattori:

a) *Di tipo elastico:*

- 1) avanzamento del carro dalla posizione di getto del concio $i-1$ a quella per il getto del concio i ;
- 2) peso del concio i ;
- 3) tesatura dei cavi che si ancorano nella sezione $i+1$;
- 4) cadute di tensione elastiche in tutti i cavi preesistenti per effetto delle precedenti azioni.

b) *Funzione dell'intervallo di tempo $\Delta t_i = t_i - t_{i-1}$:*

- 5) rilassamento dei cavi preesistenti;
- 6) deformazione per viscosità e ritiro del generico concio j ;
- 7) cadute di tensione in tutti i cavi preesistenti per effetto di questa deformazione.

Per l'analisi di questi effetti si potrà procedere con una analisi al passo.

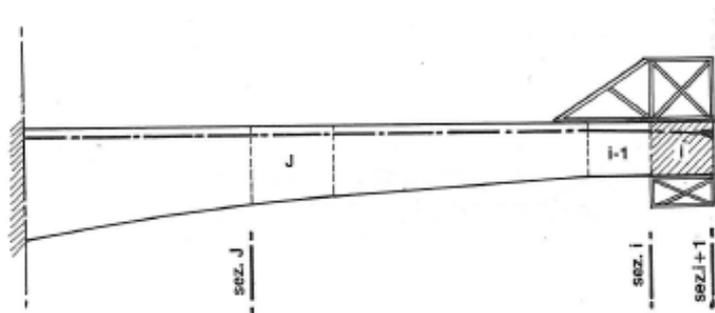


Figura 158

3.2.5 Problemi geometrici

Qualora si costruisse il primo concio orizzontale e tutti gli altri con la linea d'asse continua con quella del concio che lo precede, si avrebbe una sequenza di deformate del tipo riportato in Figura 159, avendo indicato con:

- δ_{ji} l'abbassamento provocato dal getto del concio i all'estremità del concio j ;

- δ_{ii} l'abbassamento della estremità teorica del concio i provocato dal getto del concio i stesso: per estremità teorica si intende quella tangente alla deformata nel passo precedente (tratteggiata) ed è quella che si avrebbe se il concio i fosse privo di peso.

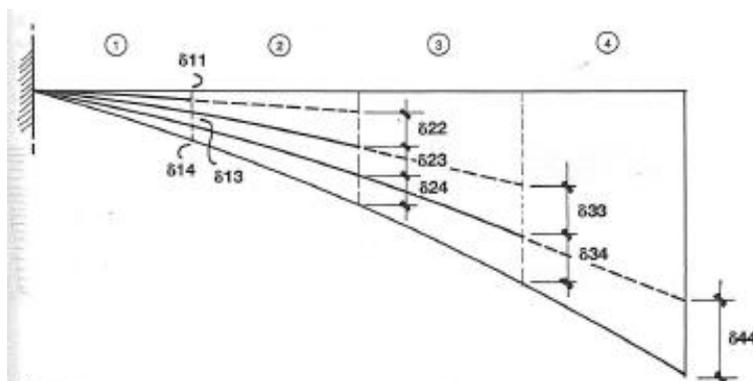


Figura 159. Andamento delle deformate

Le deformate δ_{ji} si intendono comprensive sia degli effetti istantanei che di quelli dovuti ai fenomeni lenti che si sviluppano nell'intervallo di tempo Δt_i . Ora è evidente che se si vuole avere a fine costruzione un impalcato ad asse orizzontale, ciascun concio j dovrà nascere con il proprio estremo libero posto ad una quota superiore all'orizzontale pari a:

$$\Delta_j = \sum_{i=j}^n \delta_{ji}$$

essendo n il numero complessivo dei conci da costruire. La deformata del ponte, nelle varie fasi di costruzione, sarà pertanto del tipo riportato in Figura 160.

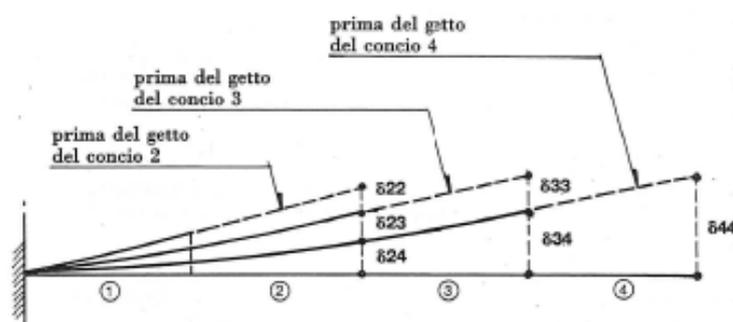


Figura 160. Andamento effettivo delle deformate

Tutto quanto detto in precedenza presuppone che non vi siano effetti termici differenziali. In realtà, tenuto conto che in queste fasi manca la pavimentazione che svolge una importante azione di isolamento, si ha sempre un gradiente termico

sull'altezza delle sezioni che provoca spostamenti anche notevoli dell'estremità degli sbalzi. È quindi indispensabile, specie per ponti di grande luce, prevedere un controllo accurato delle temperature che si hanno in vari punti delle sezioni trasversali.

3.3 Costruzione "a spinta"

Quando i sistemi convenzionali progettati per la costruzione di ponti non sono possibili a causa della conformazione del terreno o della presenza di ostacoli naturali o umani (ad esempio strade, ferrovie, fiumi etc.), si usa la costruzione "a spinta". Questa tecnica di costruzione può essere utilizzata solo nel caso di ponti rettilinei o con curvatura planimetrica costante su tutto lo sviluppo. Le pendenze longitudinali, inoltre, devono essere molto contenute e costanti.

Questo metodo si basa sulla costruzione dell'impalcato per conci, che vengono gettati in un'area ben definita (di solito ad un'estremità dell'impalcato da realizzare) con tutte le attrezzature necessarie (ad esempio casseforme, sistemi di vibrazione e riscaldamento, etc.). La struttura del ponte è progettata per essere fatta scorrere, con l'ausilio di particolari appoggi scorrevoli, sulle pile nella sua posizione finale. La cassaforma esterna per il getto del concio di impalcato è dotata di martinetti idraulici per armarsi e disarmarsi automaticamente.

Per ridurre i forti momenti negativi che si avrebbero immediatamente prima di raggiungere una pila, cioè con un'intera campata a sbalzo, la travata viene dotata di un avambecco a struttura metallica di lunghezza pari a circa 0,4-0,6 L; la sua funzione è quella di realizzare il supporto senza aumentare le forze interne negative nelle sezioni di calcestruzzo. A fronte di questa riduzione dei momenti negativi si ha però la necessità di effettuare un attacco di forza (capace cioè di trasmettere momenti flettenti e sforzi di taglio) tra la travata metallica e quella in c.a. attraverso barre; inoltre, la testa è orientabile per portare la deformazione elastica.

Questa tecnica costruttiva porta all'alternarsi di momenti negativi e positivi in ogni sezione per cui è necessario avere la precompressione centrata o quasi mentre, una volta terminata la costruzione, sarebbe più conveniente avere un andamento dei cavi simile a quello dei momenti finali. A questo scopo sembrano molto interessanti le prospettive offerte dalla precompressione esterna del calcestruzzo. I cavi, inizialmente rettilinei,

possono infatti essere forzati nella fase finale ad assumere un andamento poligonale con eccentricità favorevoli rispetto allo schema finale (Figura 161).

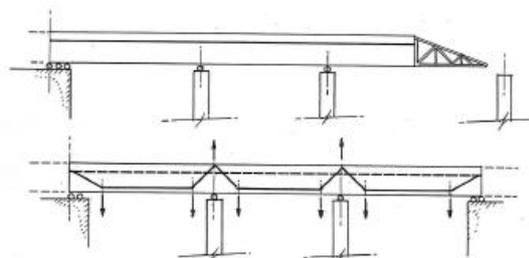


Figura 161. Costruzione "a spinta" e andamento finale cavi di precompressione

3.4 Costruzione degli altri elementi strutturali

Questi appena descritti, seppur sono i più importanti ed i più usati, non sono gli unici metodi di costruzione degli impalcati di ponti in calcestruzzo armato gettati in opera; queste soluzioni, infatti, sono le più utilizzate soprattutto perché sono adatte quando si ha a che fare con sezioni di impalcato grandi e complesse, con luci di campata notevoli e con ponti che scavalcano dei corsi d'acqua.

Negli altri casi, se il contesto e le sue condizioni al contorno lo consente, l'impalcato può essere costruito attraverso la tecnica del sostegno dal basso tramite puntellazione o torri ad alta portata e travi reticolari (quest'ultima tecnica verrà vista in un esempio). Inoltre, non va dimenticato che tutte le attrezzature necessarie per le realizzazione degli impalcati devono sempre essere accompagnate da mensole parapetto e da una protezione esterna per eseguire i lavori in piena sicurezza.

Prima dell'impalcato, nei ponti in calcestruzzo armato gettati in opera, devono però essere edificate le altre componenti dell'intera struttura, vale a dire, al di là delle fondazioni, le pile. Queste strutture si realizzano in maniera molto simile a quanto già visto per i piloni dei ponti strallati: infatti le loro tecniche costruttive coinvolgono sempre l'utilizzo di casseforme rampanti (incluse le autorampanti), casseforme a trave e speciali in acciaio (Figura 162) e casseforme per getto faccia vista. In più, per



Figura 162. Cassaforma speciale in acciaio per pila

i pulvini di queste pile, dotazioni tipiche che si impiegano sono torri di puntellazione e strutture di supporto speciali.

Tutte le attrezzature coinvolte nella costruzione di un ponte in calcestruzzo armato devono essere necessariamente accompagnate da sistemi di accesso, quali ponteggi, torri e scale, per consentire una maggiore facilità e rapidità delle operazioni.

Ecco quindi un quadro riassuntivo che riguarda le tecniche costruttive e le attrezzature necessarie tipiche per la costruzione dei ponti in calcestruzzo armato gettati in opera:



Con tutte le informazioni fornite nei precedenti capitoli, si è quindi in grado adesso di andare a vedere nel dettaglio i due esempi di ponti strallati in calcestruzzo armato gettati in opera che coprono sia il caso della grande luce che quello della piccola luce, per capire meglio le tecniche costruttive utilizzate e studiare approfonditamente il funzionamento e le proprietà di tutte le attrezzature coinvolte nella loro realizzazione e, più in generale, nella costruzione dei ponti in calcestruzzo armato gettati in opera.

Capitolo 4

MERSEY GATEWAY BRIDGE, LIVERPOOL (2014 - in costruzione)



Rendering del futuro Mersey Gateway Bridge nei pressi di Liverpool (Inghilterra)

Liverpool è una nota città del nord-ovest dell'Inghilterra, situata lungo l'estuario del fiume Mersey e sede di un aeroporto ma soprattutto di uno dei più importanti porti di tutta la Gran Bretagna; la presenza di queste importanti infrastrutture fa sì che il suo distretto metropolitano sia molto trafficato. Per risolvere in parte questo problema, ad est della metropoli, tra le città di Widnes e Runcorn, è in costruzione una nuova strada, la Mersey Gateway.

Questa nuova arteria si svilupperà dallo svincolo 12 della strada M56 a sud fino alla Speke Road A562 nella città di Widnes a nord, e provocherà anche una serie di

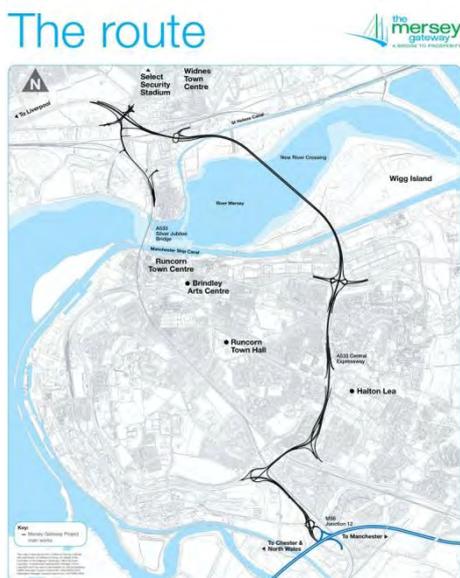


Figura 163. Tracciato della Mersey Gateway

modifiche e miglioramenti alla rete stradale esistente tra Widnes e Runcorn (Figura 163).

La Mersey Gateway servirà a portare quel necessario sollievo al traffico che perennemente affligge il Silver Jubilee Bridge (Figura 164), il ponte sull'unico collegamento esistente tra le due città, e porterà quegli investimenti infrastrutturali necessari per la riqualificazione della regione e di tutto il nord-ovest. In puri termini di trasporto, non intervenire non è un'opzione - più di 80000 veicoli usano il Silver Jubilee Bridge ogni giorno - dieci volte il volume

di traffico per il quale era stato originariamente progettato.

Questo traffico extra mette sotto grave pressione sia lo stesso congestionato e datato Silver Jubilee Bridge che tutta la rete stradale regionale. È quindi richiesto un maggiore lavoro di manutenzione su base continuativa per mantenerlo operativo, e l'impatto di una sua chiusura, a causa di lavori programmati o del crescente numero di incidenti, affligge milioni di persone di tutto il territorio. La Mersey Gateway porrà quindi un rimedio alla significativa



Figura 164. Futuro Mersey Gateway Bridge e attuale Silver Jubilee Bridge

congestione subita dagli utenti dell'esistente Silver Jubilee Bridge e fornirà un nuovo importante e strategico collegamento stradale tra il distretto metropolitano di Liverpool, il nord del Cheshire e il nord-ovest del resto della nazione.

I principali obiettivi di questo progetto sono quindi di:

- alleviare il congestionato Silver Jubilee Bridge, eliminando così il vincolo sullo sviluppo locale e regionale e meglio provvedere ai bisogni del trasporto locale;
- migliorare l'accessibilità al fine di massimizzare lo sviluppo locale e le opportunità di crescita economica regionale;

- migliorare la qualità dell'aria a livello locale e migliorare l'ambiente urbano generale;
- migliorare i collegamenti di trasporto pubblico attraverso il fiume Mersey;
- incoraggiare il maggiore uso di piste ciclabili e pedonali;
- ripristinare un efficace resistenza di rete per il trasporto su strada attraverso il fiume Mersey.

Dovendo questa nuova arteria attraversare il fiume Mersey, è stato progettato lungo il suo percorso un ponte, il Mersey Gateway Bridge, posizionato a circa 1,5 km ad est dell'esistente Silver Jubilee Bridge e lungo circa 1 km; il nuovo ponte correrà da nord-ovest a sud-est attraversando il fiume Mersey, partendo da Widnes in direzione sud-est attraverso l'estuario verso l'Astmoor Industrial Estate a Runcorn. Il progetto definitivo è per un ponte strallato a tre antenne, con tre corsie per ogni senso di marcia e a pedaggio. Quando il Mersey Gateway Bridge aprirà, anche il Silver Jubilee Bridge diverrà a pedaggio, ma continuerà ad essere gratuito per il trasporto pubblico, i residenti, i ciclisti e i pedoni; per gli automobilisti, il pedaggio sarà lo stesso di quello del Mersey Gateway Bridge. Mantenere il Silver Jubilee Bridge gratuito provocherebbe infatti gravi congestioni stradali causate dai conducenti che vogliono evitare il pedaggio sul nuovo ponte.

La proposta di mettere a pedaggio entrambi i ponti fa sì che circa l'80% del traffico utilizzerà il nuovo ponte, cosicché il Silver Jubilee Bridge possa essere



Figura 165. Silver Jubilee Bridge in futuro

riprogettato in accordo al volume dovuto al traffico locale, ai ciclisti, ai pedoni e al trasporto pubblico, diventando quindi un semplice collegamento locale. Questo intervento prevede quindi degli spazi dedicati a pedoni e ciclisti ed un miglioramento del trasporto pubblico tra i centri città di Runcorn e Widnes (Figura 165).

Il progetto in questione è quindi molto più che un semplice ponte o una strada - la strategia economica regionale infatti identifica la Mersey Gateway come un progetto di trasformazione; è il catalizzatore che collegherà le comunità e permetterà la rinascita e gli investimenti in tutto il nord-ovest dell'Inghilterra. Questa opera infatti porterà enormi

benefici stimati per le persone e le imprese del distretto metropolitano di Liverpool, del Cheshire e di tutto il nord-ovest inglese, tra i quali benefici economici (come una crescita sostenuta del porto e dell'aeroporto di Liverpool e una migliore produttività aziendale di tutto il corridoio del Mersey), benefici ai trasporti (quali la riduzione dei tempi di percorrenza fino a 10 minuti nei periodi di punta, l'aumento dell'affidabilità dei tempi di viaggio, meno congestioni causa di minor inquinamento, la riduzione dei ritardi degli interventi di manutenzione per la ridotta congestione, un nuovo importante e strategico collegamento stradale tra la zona di Liverpool e il resto del nord-ovest inglese) e benefici sociali (come miglioramenti ai mezzi pubblici e alle piste ciclabili e pedonali, una miglior salute dovuta alla riduzione dell'inquinamento).

4.1 Descrizione generale del ponte

I lavori di costruzione del nuovo Mersey Gateway Bridge sono cominciati il 7 Maggio 2014; per l'autunno del 2017 è in programma l'apertura di questo nuovo ponte a pedaggio sul Mersey tra le città di Runcorn e Widnes con 6 corsie di marcia per ridurre il traffico sul datato e congestionato Silver Jubilee Bridge.

Il nuovo Mersey Gateway Bridge:

- attraverserà il fiume Mersey circa 1,5 km ad est del Silver Jubilee Bridge;
- sarà a pedaggio;
- avrà tre corsie di marcia in ogni direzione;
- collegherà la Central Expressway di Runcorn con le principali strade per l'M62 (Widnes Eastern Bypass) e verso Liverpool (Speke Road) a Widnes.

Il nuovo Mersey Gateway Bridge diverrà una struttura di riferimento che sarà riconoscibile in tutto il nord-ovest dell'Inghilterra e non solo.

Il progetto scelto è quello di una struttura strallata con tre singole antenne verticali; l'antenna centrale alta 80 m è più corta delle altre due esterne, che sono alte rispettivamente 110 m (antenna Nord) e 125 m (antenna Sud). Considerando anche i viadotti di approccio su entrambi i lati, il ponte sarà lungo in totale 2,13 km di cui circa 1 km sospeso sul fiume Mersey.

L'impalcato del ponte strallato principale verrà realizzato in calcestruzzo armato e le campate verranno sorrette da stralli in cavi d'acciaio divergenti dalle tre antenne.

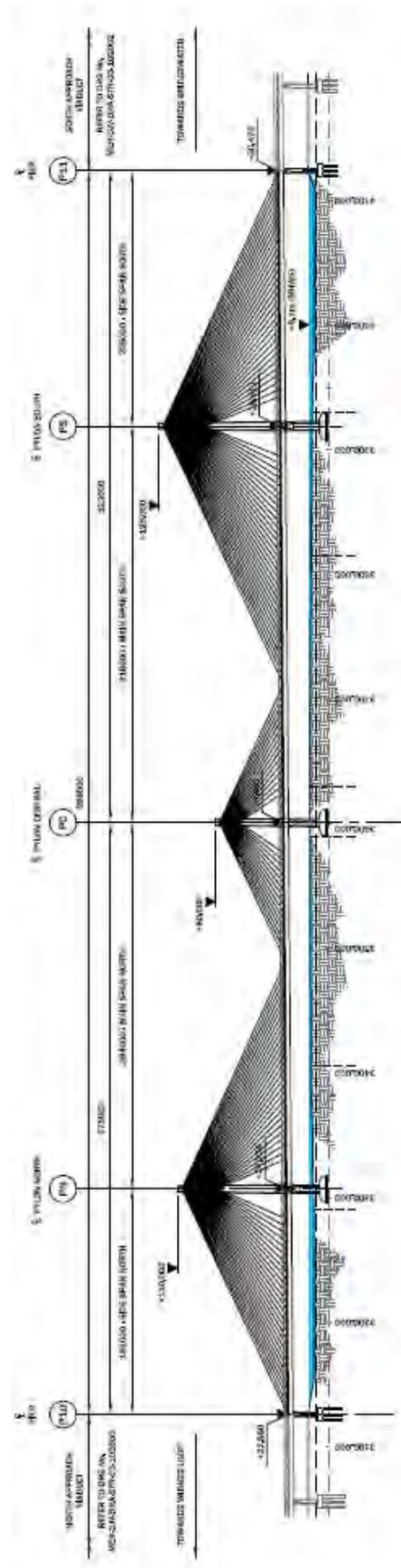


Figura 166. Prospetto schematico del Mersey Gateway Bridge

Questa tipologia di ponte è stata selezionata tra un vasto numero di opzioni; alla fine però si è optato per un ponte strallato perché porterà i massimi benefici agli utenti e alla popolazione locale ed ha il minimo impatto sull'estuario del fiume Mersey e sul suo ambiente circostante.

La lunghezza complessiva del ponte è di 998 m, suddivisa in due luci centrali (delimitate dai tre sistemi pile-antenne) rispettivamente di 294 m e 318 m e due luci laterali da 181 m e 205 m; l'altezza massima del sottotrave va da un minimo di 13,5 m ad un massimo di 21 m circa.

La larghezza dell'impalcato è di circa 33 m; poiché il sistema di sospensione è costituito da un unico piano di strallatura verticale in posizione centrale, ossia in corrispondenza dell'asse della sezione nella banchina spartitraffico, la torsiorigidità strutturale del sistema principale è indipendente da questo complesso ed è totalmente affidata alla sezione dell'impalcato stesso, che è quindi necessariamente una sezione a cassone di quelle più classiche e comuni, realizzata interamente in calcestruzzo armato e simmetrica dato che simmetrica è pure la disposizione dei carichi accidentali da traffico (Figura 167). Siccome per una tale larghezza di impalcato sarebbe indicata una sezione di tipo pluricellulare, per ridurre il peso proprio dei conci e per garantire la stabilità di forma si è optato invece per una struttura monocellulare tubolare formata da un guscio esterno continuo, molto rigido torsionalmente, irrigidito all'interno da un sistema di aste reticolari metalliche e da nervature trasversali in calcestruzzo armato ogni 6 m. L'altezza della travata è complessivamente di 4,6 m.

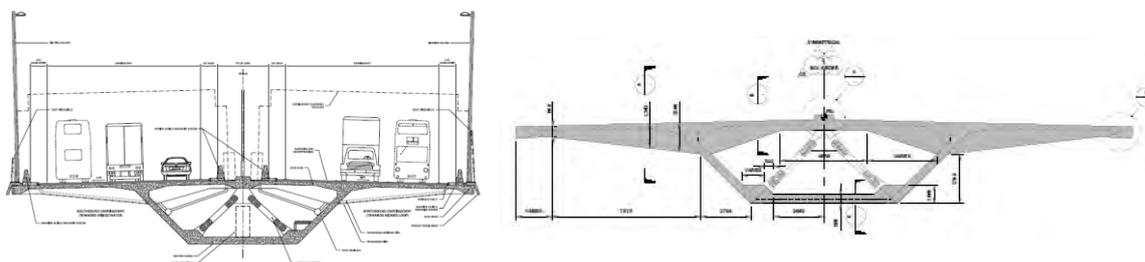


Figura 167. Sezione trasversale di impalcato

Oltre che dagli stralli, l'intero impalcato viene sostenuto da tre pile, anch'esse in calcestruzzo armato, che con la loro struttura a fusto e pulvino ed insieme alle tre antenne suddette formano i tre piloni costituenti il ponte strallato (Figura 168); i dispositivi di appoggio sono presenti però solo sui due piloni laterali.

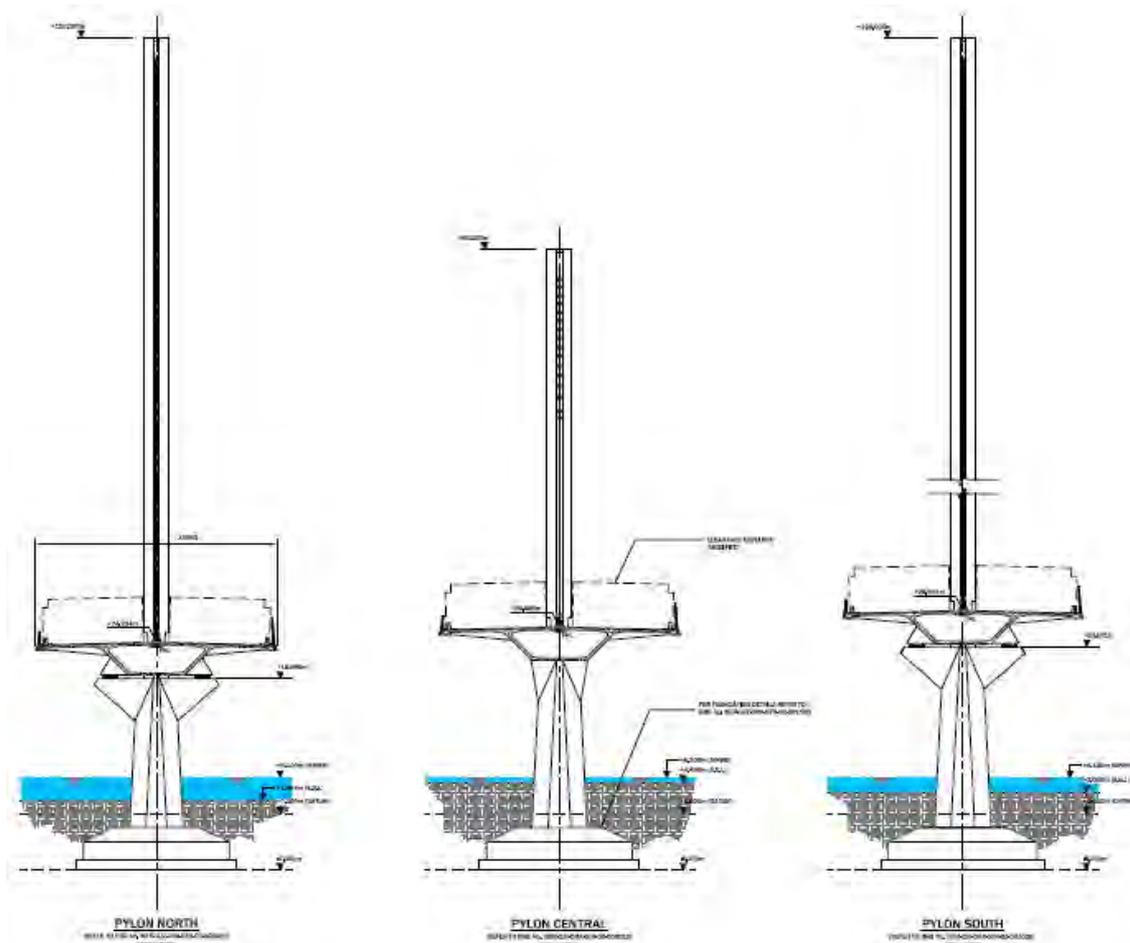


Figura 168. Piloni del Mersey Gateway Bridge

I dadi di fondazione in calcestruzzo armato, di forma circolare, sono sostenuti da pali di grande diametro in profondità. Le pile principali e le antenne, per ragioni di economia ma anche per permettere una facile ispezione e manutenzione di tutti i componenti, sono di calcestruzzo armato a sezione rispettivamente ottagonale ed esagonale cava variabile con l'altezza (Figura 139).

Le estremità superiori delle antenne sostengono le selle in acciaio a cui sono ancorati i cavi di sospensione. Da queste zone diparte un singolo sistema di stralli a ventaglio nel piano della struttura con passo molto ridotto (circa 6 m), che per la bassa entità degli sforzi trasmessi da ciascun cavo minimizza il quantitativo di acciaio ad altissima resistenza necessario e semplifica notevolmente gli ancoraggi tra stralli ed impalcato; inoltre tale schema crea nell'impalcato un flusso di tensioni normali variabile quasi con continuità. Tale sistema per di più fa sì che il funzionamento generale della struttura sia a cantilever reticolare rovesciato.

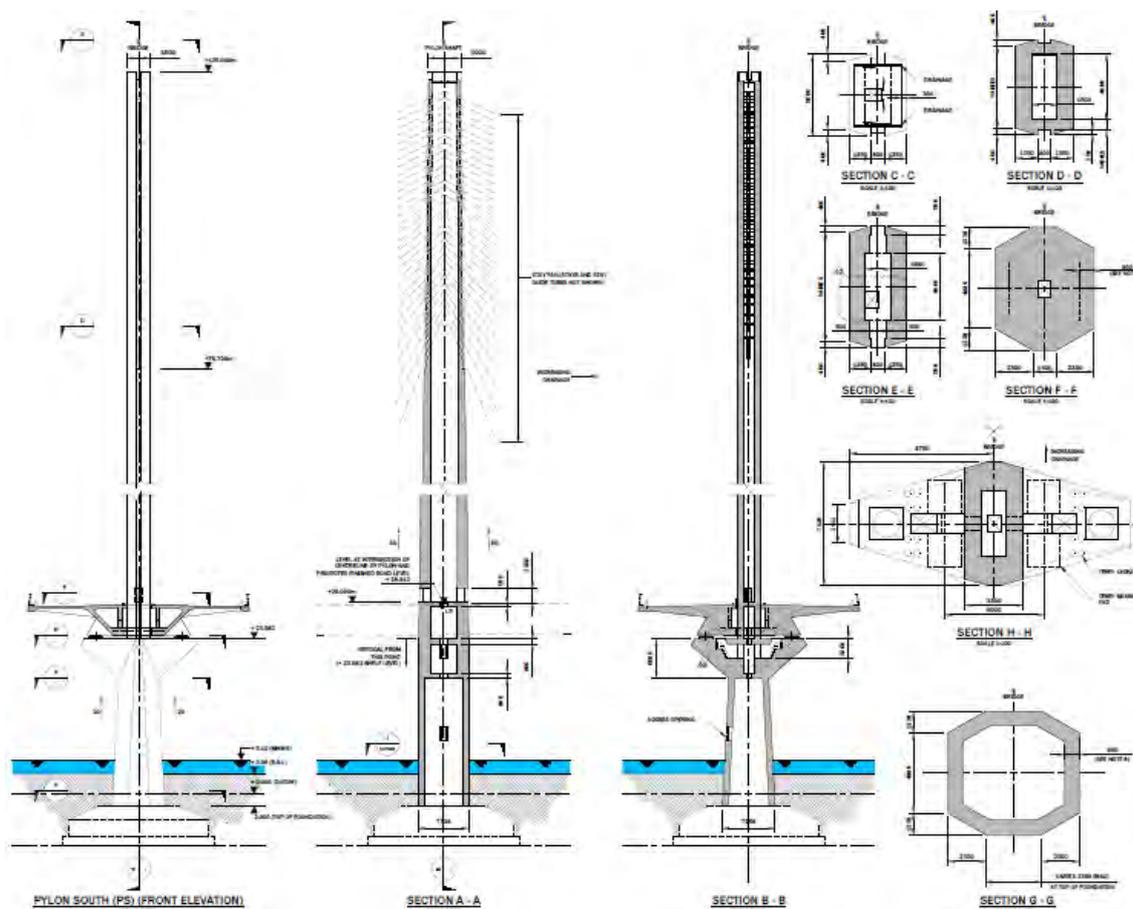


Figura 169. Sezioni caratteristiche del Pilone Sud

Come già detto, gli stralli sono costituiti da cavi d'acciaio rivestiti con HDPE; in particolare, al fine di limitare le deformazioni elastiche corrispondenti alle varie distribuzioni di carico accidentale, per il sistema di sospensione si impiega acciaio ad altissima resistenza formato da cavi a fili paralleli. In tal modo si minimizza la riduzione del modulo di elasticità virtuale dei cavi prodotta dal ridursi delle saette di equilibrio corrispondenti all'azione del peso proprio dei cavi stessi, allorché gli sforzi nei cavi sono incrementati dalla presenza dei carichi accidentali.

Gli stralli si ancorano su speciali teste di acciaio aventi una cavità sferica entro la quale i fili si bloccano; infatti il fascio da questi formato si sfiocca in corrispondenza delle teste fermandosi ogni filo in una precisa posizione. Gli stralli si ancorano all'interno della cavità delle antenne su entrambi i lati dell'asse; a causa del numero elevato di cavi, la zona di ancoraggio si estende su una altezza considerevole delle antenne, il che fa sì che lo schema di strallatura sembri più di tipo misto che a ventaglio. Le teste sono posizionate alle distanze minime considerando installazione e manutenzione, e sono

disposte sempre lungo un piano verticale; sono inoltre saldate a dei piatti d'acciaio collegati a loro volta ad una camicia metallica di rivestimento dotata di numerosissimi pioli Nelson per migliorarne l'aderenza al calcestruzzo dell'antenna e per trasmettere le forze di taglio. Tutti questi particolari sono visibili in Figura 170.

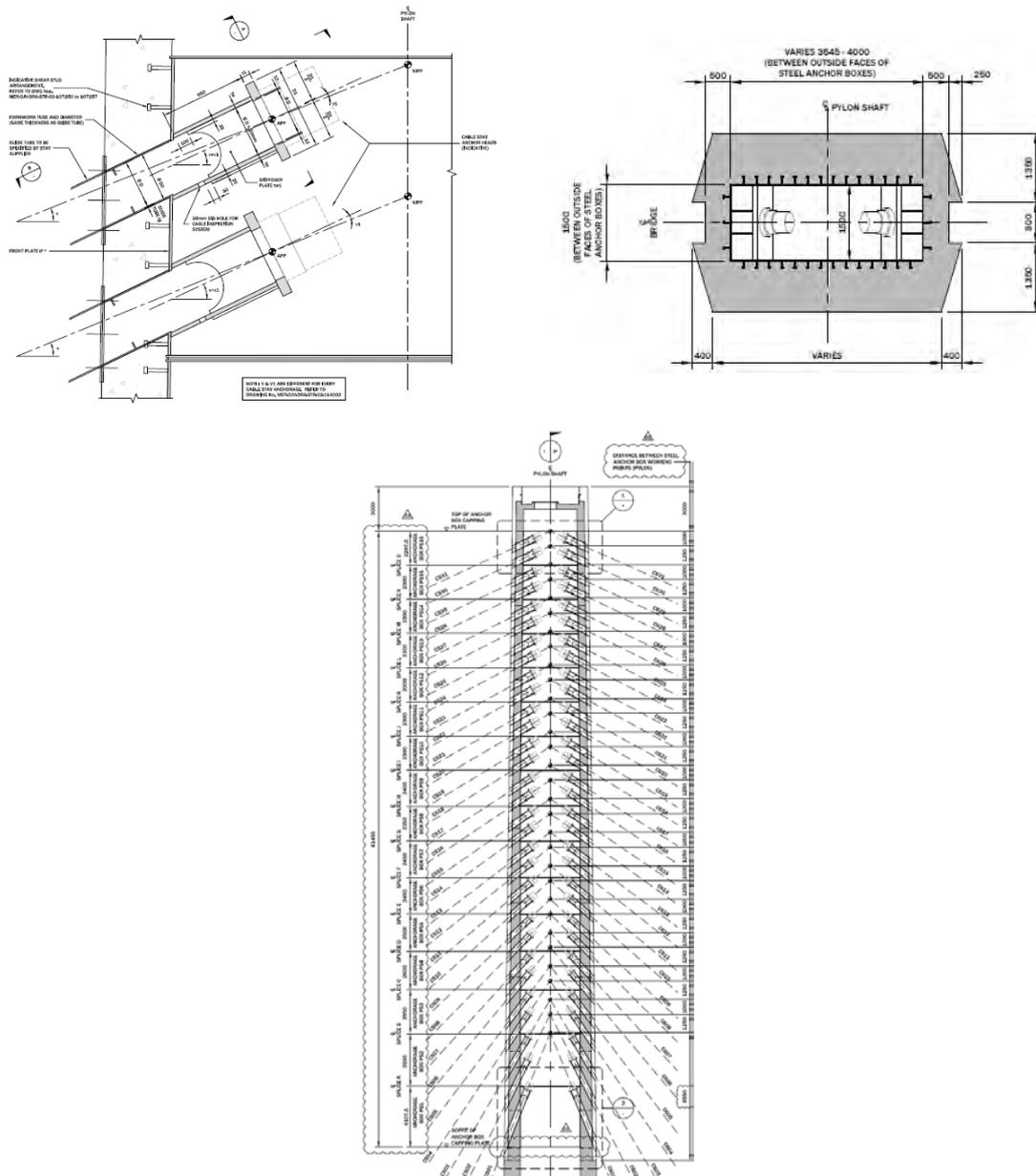


Figura 170. Dettagli delle teste e degli ancoraggi degli stralli alle antenne

Come detto, tutte le strutture principali del Mersey Gateway Bridge sono in calcestruzzo armato, molto resistente per via degli alti carichi agenti: in particolare, le fondazioni sono di classe C40/50, le pile Nord e Sud, l'impalcato e le antenne di classe C50/60 e la pila centrale di classe C60/75.

4.2 Realizzazione

La realizzazione di questa struttura non è ovviamente tra le più semplici, viste le dimensioni, le caratteristiche e la presenza di un alveo sottostante. Essendo poi il Mersey Gateway Bridge costituito quasi interamente di calcestruzzo armato, la sua costruzione si complica ulteriormente poiché sono necessarie attrezzature specifiche, quali casseri adatti etc., che devono inoltre essere trasportate nel punto esatto del ponte nel quale queste devono essere utilizzate.

Per semplificare le operazioni di costruzione, come il trasporto dei materiali e delle attrezzature e la loro messa in opera, è stato montato prima di tutto un piccolo ponte ausiliario tralicciato per tutta la larghezza d'alveo del fiume Mersey, sfruttando il fatto che il livello dell'acqua del fiume nella zona del cantiere è di modestissima entità e quindi il montaggio di questo ponticello è stato relativamente semplice. Questo accorgimento permette, oltre a raggiungere con estrema facilità i punti cardine per la costruzione del ponte, di collocare in modo permanente delle gru cingolate e non galleggianti in corrispondenza dei piloni, per movimentare materiali, casseri, attrezzature varie in modo semplice e veloce.

Questo stratagemma risulta inoltre utile anche per realizzare le fondazioni; per gettarne i dadi è necessario infatti, come è logico, mettere all'asciutto le zone interessate attraverso il collocamento e l'utilizzo di appositi cassoni stagni formati da palancole (Figura 171).

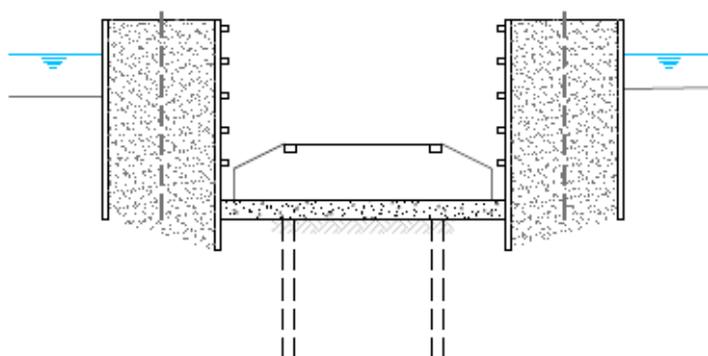


Figura 171. Cassoni stagni per le fondazioni

Una volta costruite queste sottostrutture, però, si evita di ripristinare immediatamente le normali condizioni ambientali e di risommergere l'area di lavoro; si mantiene infatti il volume interessato ancora all'asciutto in modo tale da avere dei notevoli vantaggi sul

come poter costruire le successive strutture, in particolare le pile ed i relativi conci di impalcato come si vedrà in seguito.

Si andrà allora adesso ad analizzare in dettaglio come è possibile realizzare, componente per componente, l'intera struttura del Mersey Gateway Bridge, prevedendo in via generale casseforme e piattaforme rampanti per i fusti delle pile, casseforme su mensole di supporto per i pulvini, casseforme e piattaforme autorampanti per le antenne con accessi adeguati per permettere l'installazione degli stralli.

4.2.1 Costruzione delle pile

Per studiare il sistema costruttivo adatto al getto dei fusti delle pile si può fare riferimento soltanto a quella del pilone Sud, in quanto è quella di dimensioni maggiori e quindi vincolante (Figura 172).

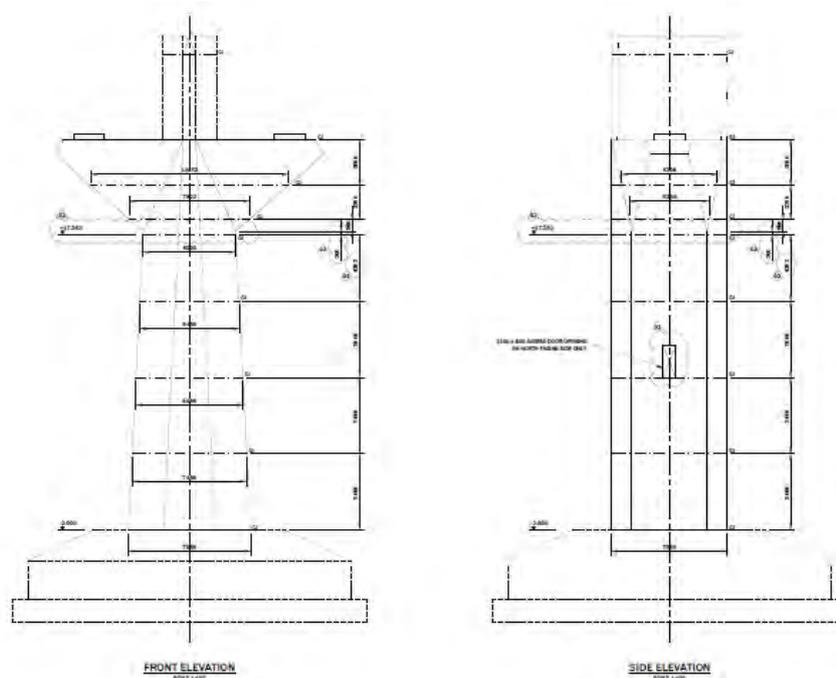


Figura 172. Pila e pulvino del Pilone Sud

La progettazione di questa fase, in breve, si basa su queste considerazioni:

- è preferibile una cassaforma rampante normale;
- questa cassaforma verrà sollevata da una gru a torre o da una autogru;
- si devono includere tutte le dotazioni di sicurezza quali piattaforme di lavoro, corrimani, scale e scalette;

- in questa fase non sono necessari accessi particolari;
- non c'è preferenza sul materiale da utilizzare per la superficie della cassaforma;
- gli ancoraggi da utilizzare devono comunque garantire un ottimo risultato visivo del getto effettuato, essendo a faccia vista;
- si prevede di gettare la pila per conci successivi alti ciascuno 5 m.

Il problema sta nel fatto che, in aggiunta all'ultimo punto appena detto, la pila, per come è conformata, si rastrema in altezza lungo una direzione; bisogna quindi studiare un cassero che si possa utilizzare per tutte le quattro fasi di getto necessarie per la realizzazione della pila stessa, e con le dimensioni adeguate, in modo tale da poterle riutilizzare più volte e ridurre i costi di costruzione (Figura 173).

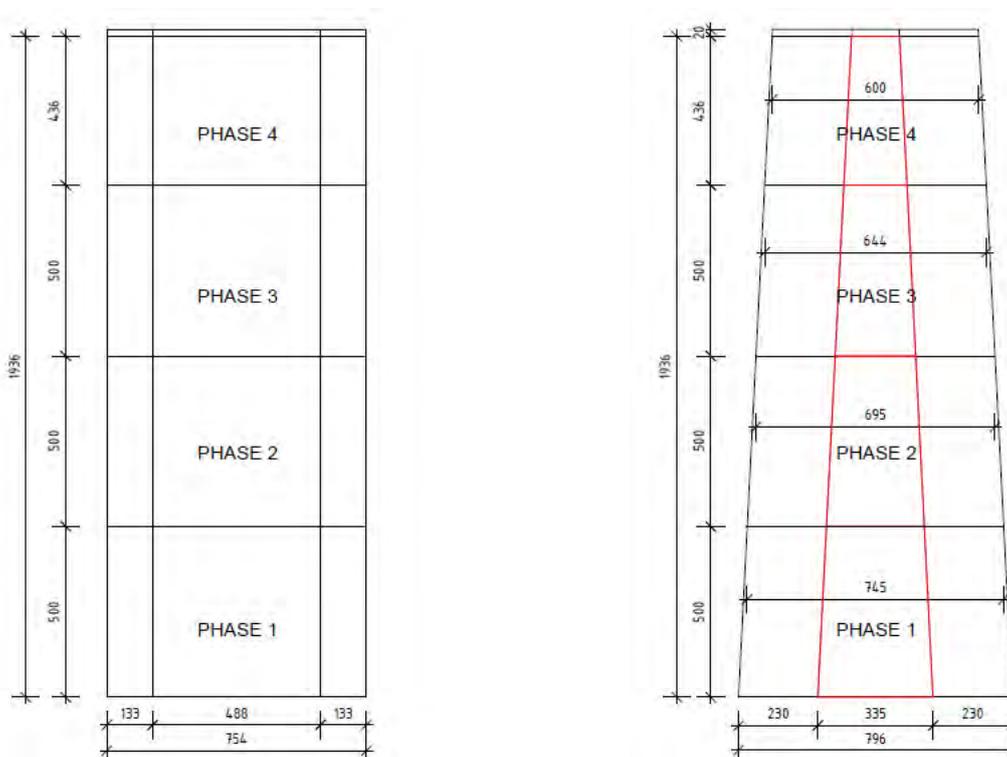


Figura 173. Fasi di getto viste lateralmente e frontalmente

L'idea è quindi quella di utilizzare un cassero a trave realizzato con la combinazione di pannelli multistrato dello spessore di 21 mm, travi in legno e correnti metallici (Figura 174), in quanto permette di raggiungere gli standard più alti nella qualità della superficie del calcestruzzo e, data la sua enorme versatilità e poliedricità, può essere progettato per adattarsi a forme complesse.

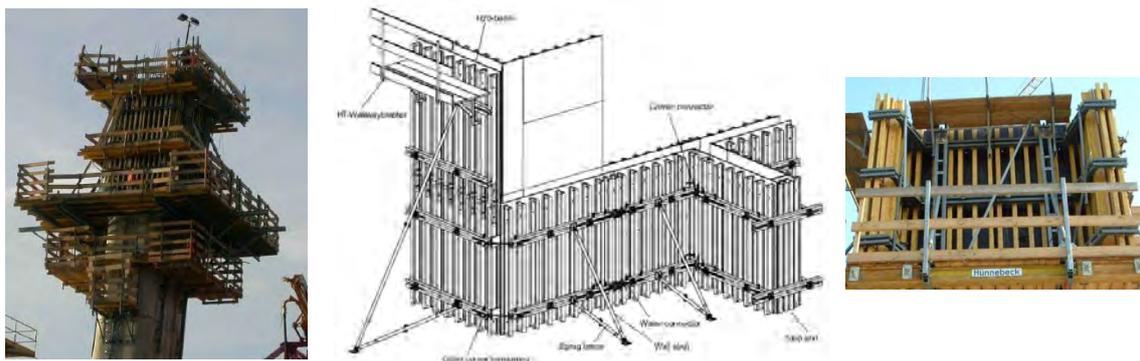


Figura 174. Schema tipico ed esempi di cassero a trave

Gli elementi base di questa cassaforma per pareti sono le travi di legno; sono infatti robuste, facili da maneggiare e con un peso di solo 5 kg/m offrono un'elevata capacità di carico per le più svariate distanze tra i correnti metallici, hanno un'elevata resistenza all'umidità e un buon comportamento con i chiodi anche in zone marginali. Il grosso vantaggio è che richiede un numero minore di ancoraggi. Grazie alla disposizione studiata e orientata delle travi e degli ancoraggi, si può ottenere un ottimo adattamento alla superficie d'appoggio di base e alla superficie di calcestruzzo gettata richiesta.

I correnti d'acciaio (connessi alle travi di legno) permettono agli elementi della cassaforma di essere assemblati e disassemblati facilmente e rapidamente. Il vantaggio sta nel fatto che non ci sono problemi nella ristrutturazione delle unità della cassaforma quando si hanno cambiamenti nella struttura da gettare.

Questo sistema può essere utilizzato per eseguire sia delle pareti che delle lastre; questo tipo di cassaforma è comunque sicuramente la migliore quando si tratta di realizzare superfici complicate e in numerose applicazioni dello stesso tipo e con la stessa altezza.

Avendo in mente queste considerazioni, si progetta quindi una cassaforma di questo tipo, costante in direzione trasversale e variabile in direzione longitudinale, formata da più pannelli affiancati di dimensioni adeguate che vengono via via rimossi con lo sviluppo in altezza della pila (Figure 175 e 176).

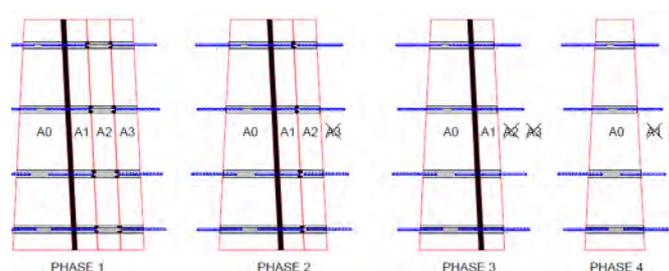


Figura 175. Funzionamento concettuale della cassaforma in direzione longitudinale

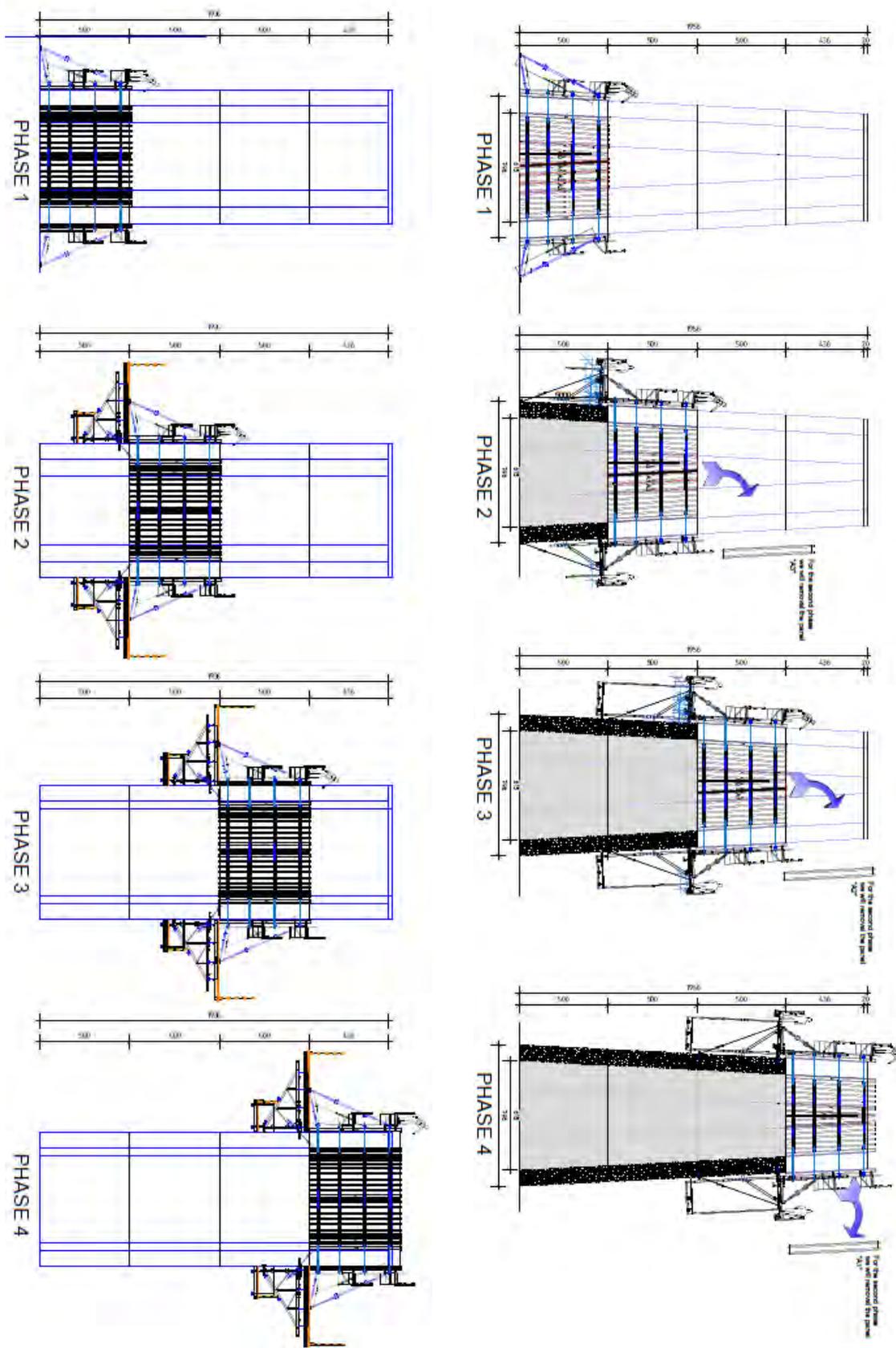


Figura 176. Fasi di getto delle pile e relativa cassaforma in direzione longitudinale e trasversale

In ogni fase di getto non devono mai mancare le cosiddette mensole di getto a circa ogni 3 m di altezza e i puntelli di piombatura (Figura 177). Le mensole di getto (Figura 178), che devono essere necessariamente dotate di

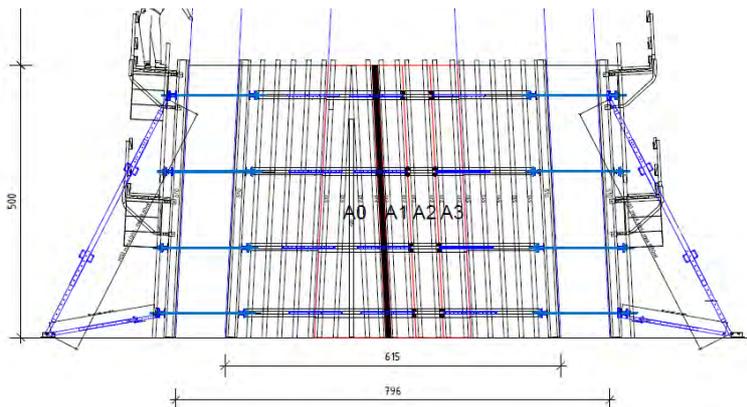


Figura 177. Dettaglio puntelli di piombatura e mensole di getto

parapetto di sicurezza e di scala di accesso con relativo paraschiena, servono per avere una postazione nella quale poter lavorare le armature e disporre gli ancoraggi per le fasi successive prima di gettare il calcestruzzo. I puntelli di piombatura (Figura 179) sono fondamentali invece per supportare e mantenere in posizione il cassero durante il getto del conglomerato cementizio, evitando che si sposti e che quindi si debba ripetere tutto il processo; è indispensabile però che questi elementi non portino carico (o ne portino in minima quantità), poiché altrimenti si rischierebbe il tranciamento dei loro perni alla base e di conseguenza il loro collasso, non essendo adatti a questo scopo. Infatti, i tipi di puntelli da utilizzare si determinano soltanto in base all'estensione che devono raggiungere.



Figura 178. Mensole di getto



Figura 179. Puntelli di piombatura

Essendo necessario per questa fase costruttiva utilizzare dei casseri rampanti, oltre alle casse vere e proprie per il getto del calcestruzzo bisogna studiare anche un sistema di

mensole di rampata e piattaforme (esterne ed interne) di lavoro e di sostegno ai puntelli e ai casseri sollevabili e utilizzabili per ciascuna delle quattro fasi indicate.

Per quanto riguarda le piattaforme, anch'esse devono ovviamente adattarsi alle variazioni geometriche in altezza della pila; vengono quindi realizzate con assi di legno di sezione 25 cm x 5 cm e con lunghezza variabile in modo tale che la forma complessiva delle piattaforme di lavoro esterne permetta a queste di avvicinarsi sempre più sollevandole in altezza senza che però vengano mai a sovrapporsi (Figura 180). I vuoti così creati devono essere chiusi con il posizionamento e l'utilizzo di piccoli ponticelli di passaggio variabili costituiti anch'essi da assi di legno di minor dimensione. Il tutto viene completato dal parapetto anticaduta ed inchiodato a travi di legno ed eventualmente correnti metallici, agganciate a loro volta alle mensole di rampata sottostanti.

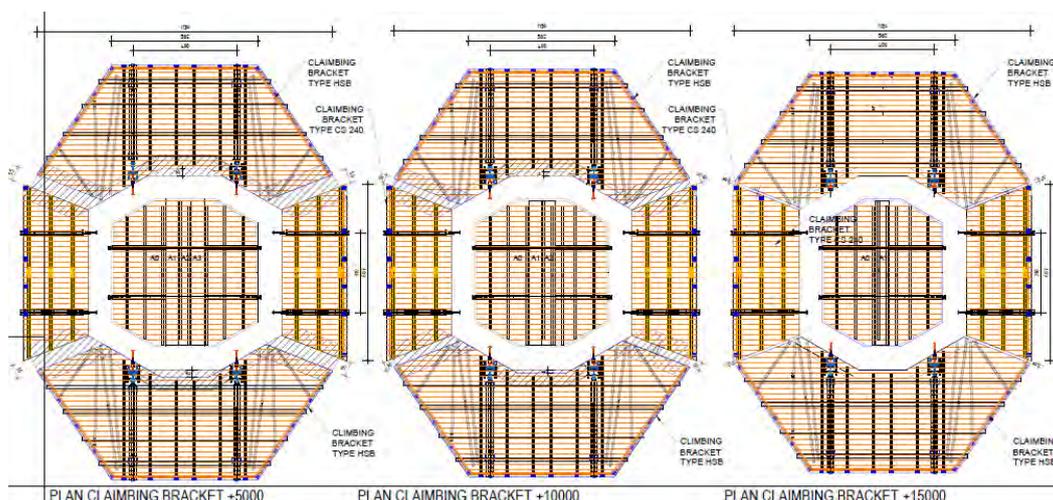


Figura 180. Pianta delle piattaforme di lavoro per le varie fasi di getto

Dalla figura precedente, si evince che l'idea di fondo per il funzionamento delle piattaforme interne (necessarie poiché essendo questa una sezione cava vi sono anche delle casseforme interne da dover montare e disarmare) è la stessa di quella di base delle casseforme per le pareti: tale sistema viene progettato come composto da una serie di moduli indipendenti e affiancati che vengono via via rimossi con lo sviluppo in altezza della pila (Figura 181).

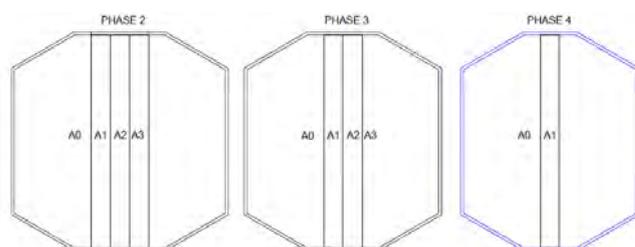


Figura 181. Funzionamento concettuale della piattaforma interna

Dato lo spazio ridotto disponibile, non riuscendo ad utilizzare mensole di rampata, si usa una piattaforma

speciale a trave, del tipo cosiddetto "a scatto" (Figura 182). Questa piattaforma consiste di travi d'acciaio speciali "ad arpione" sulle quali vengono montate travi di legno squadrate e un tavolato di calpestio; i correnti sono sempre tagliati alla lunghezza richiesta della struttura. Alle estremità dei profilati a doppio C portanti sono impernati dei fermi mobili, i quali funzionano in modo tale da agganciarsi e posizionarsi automaticamente su delle tasche di forma opportuna predisposte integralmente all'interno del getto appena eseguito tramite soltanto il sollevamento della piattaforma per mezzo di una gru; queste tasche possono essere poi recuperate da una eventuale piattaforma sospesa sottostante.

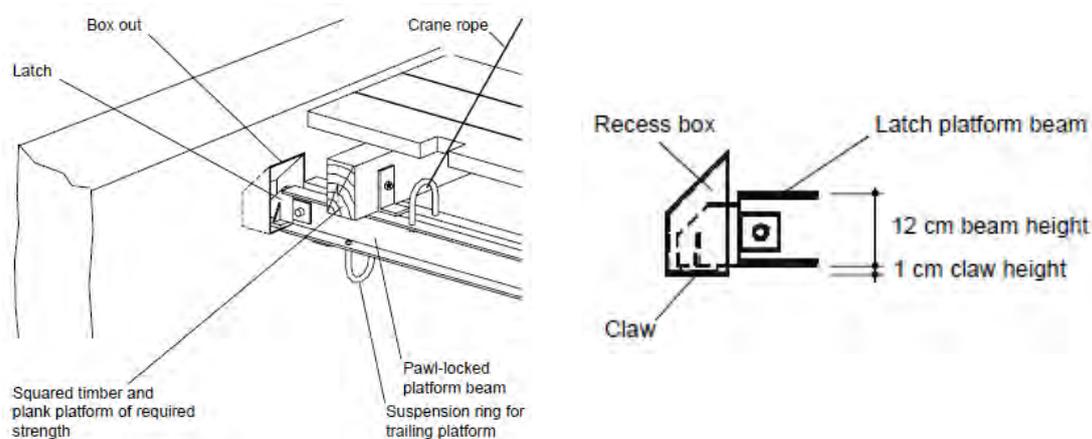


Figura 182. Schema della piattaforma interna e particolare degli appoggi laterali

Il carico accidentale massimo che può sopportare una tale struttura è prescritto pari a $1,5 \text{ KN/m}^2$, di poco inferiore al carico di calpestio pari a 2 KN/m^2 previsto dalle *Norme Tecniche per le Costruzioni D.M. 14 gennaio 2008* per gli ambienti ad uso residenziale e gli uffici; ciò significa che una piattaforma del genere viene appunto utilizzata per permettere momentaneamente a pochi operai di accedere ai casseri interni di un vano solo per montarli e smontarli e non di fungere da deposito per altre attrezzature.

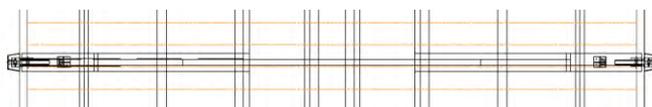


Figura 183. Dettaglio di un corrente della piattaforma

Siccome lungo la direzione longitudinale, nella quale tra l'altro vengono disposti i correnti portanti della piattaforma, quest'ultima per necessità geometriche già esplicate deve potersi ridurre di dimensioni, le travi portanti non sono costituite da un unico profilato, ma da due pezzi singoli giuntati in mezzzeria attraverso un dispositivo di regolazione apposito (che verrà illustrato in seguito), come si può vedere nel dettaglio.

Per quanto riguarda infine le mensole di rampata, si decide di utilizzarne di due tipi differenti nelle due direzioni della pila: in direzione longitudinale si stabilisce di utilizzare il sistema di mensole cosiddetto CS240, di portata minore, mentre in direzione trasversale alla pila si usano mensole del tipo HSB, di portata maggiore (Figura 184). La scelta di utilizzare due tipi di mensole di rampata differenti non dipende tuttavia dalla loro capacità portante, poiché essendo la pila inclinata leggermente verso l'interno in direzione longitudinale e perfettamente verticale in direzione trasversale scarica il peso dei vari getti direttamente sulle fondazioni, ma da una pura questione logistica di cantiere: pensando infatti alla successiva fase dei lavori, ossia la costruzione del pulvino (che verrà eseguita con l'ausilio di sole mensole HSB), si decide di utilizzare fin da subito questo tipo di mensole in direzione trasversale per far sì che siano adatte alla realizzazione di entrambi gli elementi strutturali in questione, evitando così inutili perdite di tempo per la movimentazione e la sostituzione di queste attrezzature, mentre in direzione longitudinale si usano mensole CS (più adatte a questa fase) poiché in ogni caso si dovrebbe intervenire sulle mensole di tipo HSB corrispondenti modificandole ed estendendole (aspetto che verrà chiarito in seguito). Così facendo, inoltre, si riduce il quantitativo delle attrezzature da usufruire per l'edificazione del ponte, riducendone quindi i costi di costruzione.

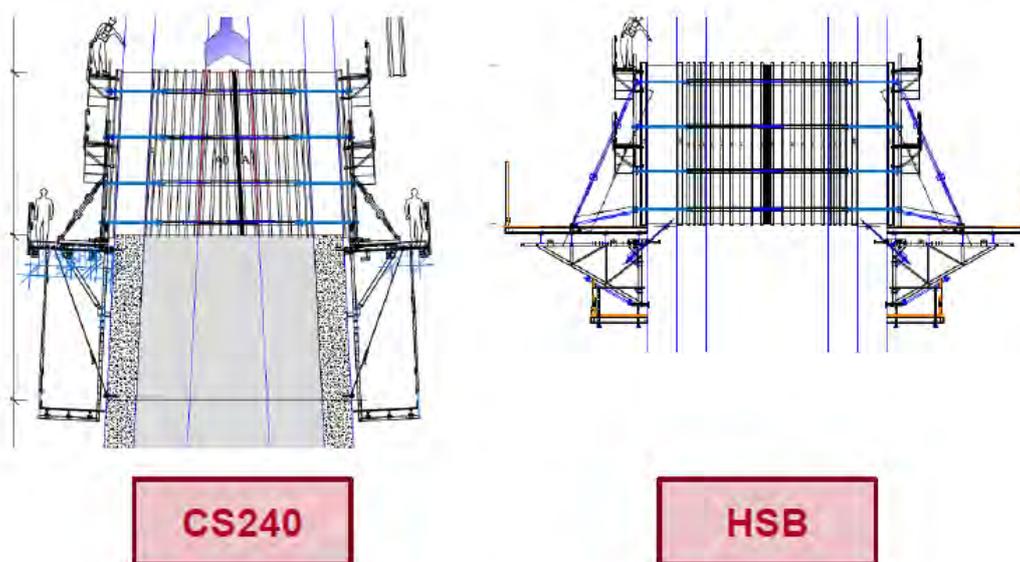


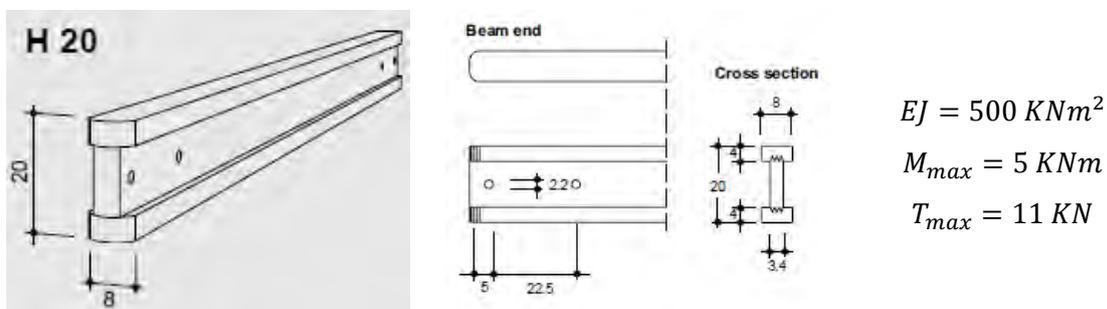
Figura 184. Sistemi di rampata nelle due direzioni della pila

Come appare chiaro dalla figura, entrambi i sistemi di rampata vengono dotati di un sottoponte per permettere un facile ed agevole recupero degli elementi di ancoraggio

(tra l'altro molto costosi) utilizzati durante il getto del precedente concio di pila e rimasti inglobati nel getto stesso, e per eventualmente chiudere i fori lasciati da questi elementi e rasare la superficie del calcestruzzo. Le mensole CS, inoltre, si agganciano tramite un cavo d'acciaio al concio sottostante di pila fino quasi a livello del sottoponte per impedirne l'eventuale ribaltamento dovuto all'azione del vento.

4.2.1.1 Descrizione del cassero a trave e caratteristiche meccaniche dei suoi componenti

Come già sottolineato, gli elementi fondamentali del sistema di casseforme a trave sono le travi di legno, aventi le seguenti caratteristiche tecniche:



Queste travi sono disponibili con lunghezze variabili, da una minima di 1,90 m ad una massima di 5,90 m (ma vi è anche quella da 11,90 m per gli utilizzi speciali), in modo tale da ricoprire una vasta gamma di dimensioni possibili di casseri. Se tuttavia si ha bisogno di mettere in opera questi elementi con una lunghezza non compresa nelle varie misure standard, è possibile giuntare due travi di lunghezza adeguata attraverso il connettore coprigiunto di Figura 185; si forma così un giunto resistente a trazione e compressione, rigido, allineato e senza compensi. Questo cinturino di giunzione deve essere installato su ogni trave di legno in gioco e su ambo i lati, e deve essere fissato tramite quattro bulloni M20 con relativi dadi.

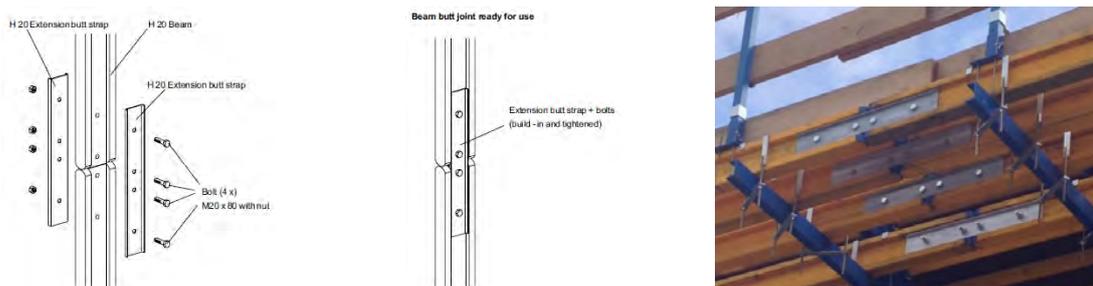
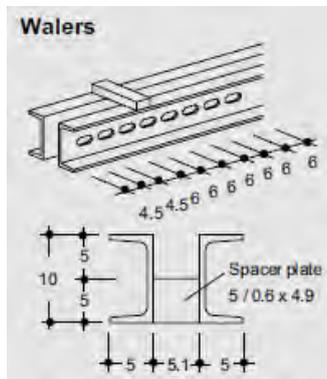


Figura 185. Coprigiunto di estensione per travi di legno

Le travi di legno vengono quindi collegate a dei correnti d'acciaio di caratteristica sezione a doppio C, aventi le seguenti proprietà:



$$J = 865 \text{ cm}^4$$

$$M_{max} = 11,5 \text{ KNm}$$

$$T_{max} = 92,2 \text{ KN}$$

Le lunghezze di questi elementi variano dai 96 cm ai 296 cm ad intervalli di 25 cm a seconda della dimensione del pannello di cassaforma, ma in caso di necessità ne esistono di più corti (71 cm) e anche di più lunghi (fino a 496 cm).

Il fissaggio di questi due elementi viene realizzato attraverso una particolare staffa (Figura 186), che fornisce un affidabile giunzione tra travi e correnti in qualsiasi posizione desiderata ed evita spostamenti inopportuni; la rigida staffa a barra tonda e la dita di presa orientabile infatti serrano in modo deciso le flange del corrente alla trave stessa.

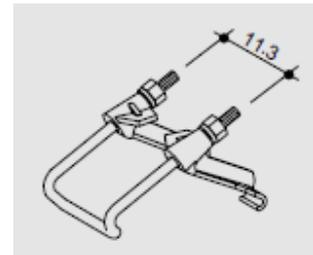


Figura 186. Staffa di unione trave-corrente



Figura 187. Esempi di collegamento trave-corrente

Il corpo principale della cassaforma viene infine completato dal fissaggio del multistrato di betulla spesso 21 mm e pesante 220 g/m² alle travi di legno; è costituito da 3 a 15 strati di impiallacciatura adiacenti disposti perpendicolarmente tra loro e rivestito su

entrambi i lati da una sottile pellicola di resina fenolica che gli dona il caratteristico colore nero. I suoi dati tecnici sono riportati nella tabella sottostante:



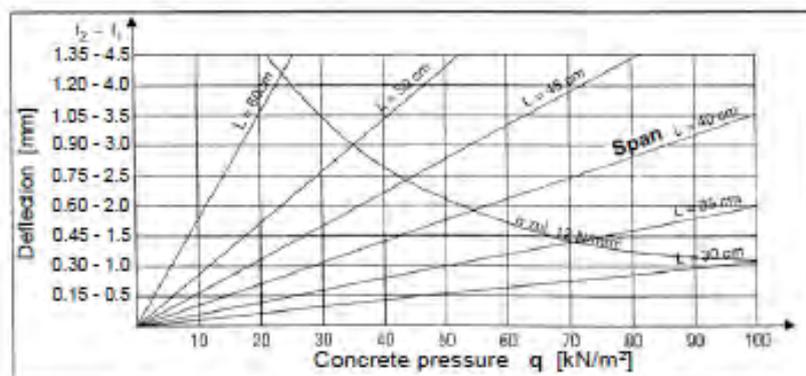
Figura 188. Multistrato montato su cassero

Technical data

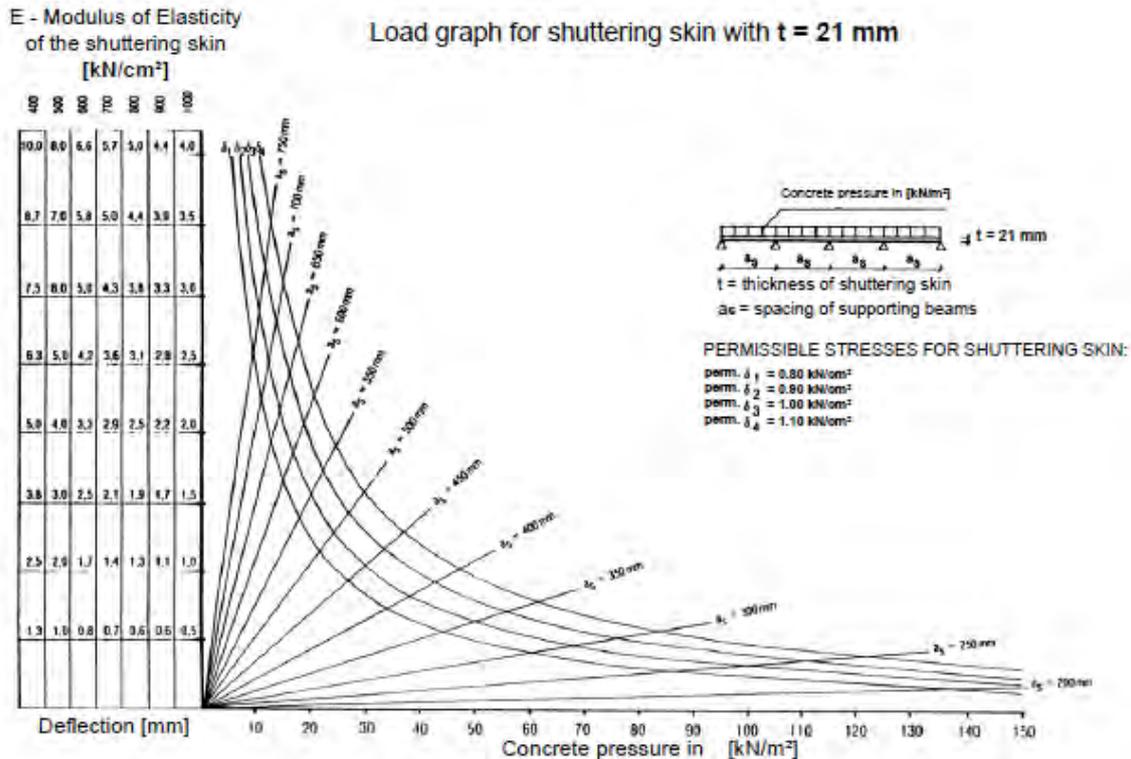
Dimensions cm	Thickness mm	Weight kg/m ²	Modulus of elasticity (bending) N/mm ²		Bending strength N/mm ²	
			parallel to grain	perp'r to grain ⊥	parallel to grain	perp'r to grain ⊥
250 x 125 300 x 200	15	9.4	8900	4800	74	41
250 x 125 300 x 200	18	11.2	8300	6300	64	50
250 x 125/150 265 x 200* 300 x 150/200	21	13.1	7400	6100	60	51

Il multistrato è indispensabile che, sotto l'azione del calcestruzzo fresco appena gettato e che deve maturare, non si deformi eccessivamente per dare al manufatto da realizzare il risultato finale e l'aspetto richiesto in fase di progetto; in genere, si accetta come deformazione massima esercitabile una freccia di $L/500$, dove L è la distanza o luce tra due punti di supporto del multistrato stesso (in questo caso le travi di legno). A tal proposito, per calcolare e quindi verificare l'entità della deflessione massima che eserciterà il multistrato di un particolare cassero sono disponibili due grafici: uno più semplice che fornisce questo dato per le luci laterali (f_1) e per quelle centrali (f_2), in funzione della luce degli appoggi e della pressione esercitata dal calcestruzzo fresco (fissando il Modulo di Elasticità in 6100 N/mm^2):

Diagram (21 mm thickness)
(for estimating deflections)



e uno più completo che fornisce la deflessione esercitata anche in funzione del Modulo di Elasticità e della tensione massima ammissibile sul multistrato:



Il multistrato è fissato al resto della cassaforma attraverso chiodi o meglio viti; con la sua larghezza di 8 cm, infatti, la trave di legno offre una base solida per inchiodare o

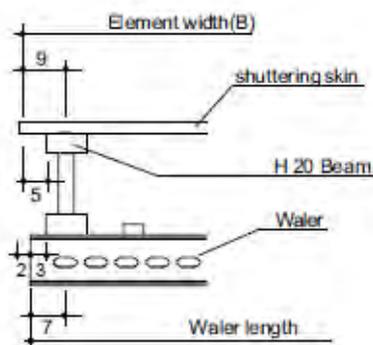


Figura 189. Regole di montaggio

avvitare. La regola generale di montaggio vuole che siano rispettate il più possibile certe misure riportate in Figura 189: tra il bordo del multistrato e l'asse della trave devono esserci 9 cm, tra l'asse della trave e il bordo del corrente 7 cm e tra il bordo del multistrato e il bordo del corrente 2 cm. Così facendo, come si vedrà, tutti gli altri elementi del cassero assumeranno una precisa e corretta posizione.

Altro elemento fondamentale di questo tipo di cassero sono le cosiddette barre ancoranti; esse si sviluppano da parete a parete della cassaforma per tutto lo spessore del getto, ed hanno il compito fondamentale di contrastare ed assorbire la pressione esercitata dal calcestruzzo fresco sulla cassaforma stessa, in modo tale che rimanga in posizione e non collassi durante il suo utilizzo. Queste speciali barre sono di tipo

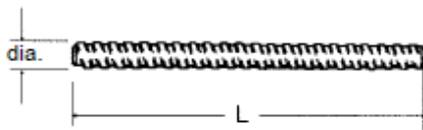


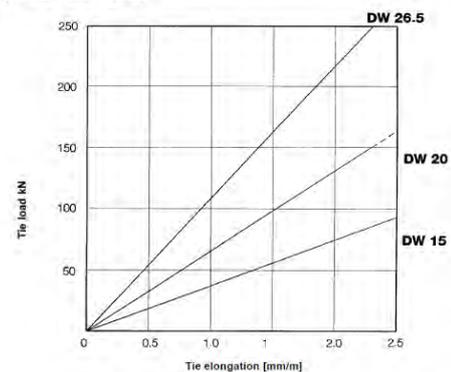
Figura 190. Barra ancorante Diwidag

Diwidag in acciaio, sono prodotte in diverse lunghezze ad intervalli di ogni 25 cm ed in tre diversi diametri, rispettivamente 15 - 20 - 26,5 mm; a seconda del loro diametro, così come specificato nella norma tedesca "*DIN 18216, Schalungsanker für Betonschalungen; Anforderungen, Prüfung, Verwendung*"¹⁰, queste barre presentano diverse proprietà meccaniche, in particolare diversi carichi massimi di esercizio ed allungamenti:

Permissible service loads on formwork ties

Rod diameter (dia.)	15	20	26.5
Nominal cross section mm ²	177	314	531
Load group to DIN 18 216 kN	90	150	250

Elongation of formwork ties



Data la loro imprescindibile importanza, questi elementi devono essere soggetti ad un calcolo di progetto attento e preciso, come verrà visto più avanti; le loro quantità e posizionamento si possono ricavare da specifiche tabelle che verranno presentate in seguito. Per fissarle al resto della cassaforma in esame, si adottano su ogni testata della barra delle cosiddette piastre di ancoraggio snodate (Figura 191), che permettono, se vi è la necessità, di bloccarle anche leggermente inclinate (max 5°); mentre per evitare che aderiscano al calcestruzzo e per permettere il loro recupero una volta che il conglomerato è indurito ed ha maturato si inseriscono all'interno di tubi in PVC a perdere, ossia che rimarranno inglobati nel manufatto finale anche dopo che la cassaforma è stata rimossa e che verranno eventualmente chiusi con dei tappi o riempiti di boiacca di cemento.

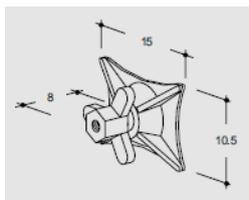


Figura 191. Piastra di ancoraggio snodata

¹⁰ In italiano: "DIN 18216, Ancoraggi per casseforme; requisiti, prove, uso".

Come già accennato, per allineare e sostenere la cassaforma si utilizzano invece i puntelli di piombatura (Figura 192); non devono portare carico dovuto al getto del calcestruzzo, ma solo devono resistere alla trazione e alla compressione indotta dall'azione del vento. Infatti, come si può leggere nelle tabelle sotto riportate di descrizione di questi elementi, le forze massime ammissibili non sono elevate, ma compatibili proprio con quelle indotte dal vento. Nella figura sono inoltre rappresentati i dettagli delle loro connessioni alla cassaforma.

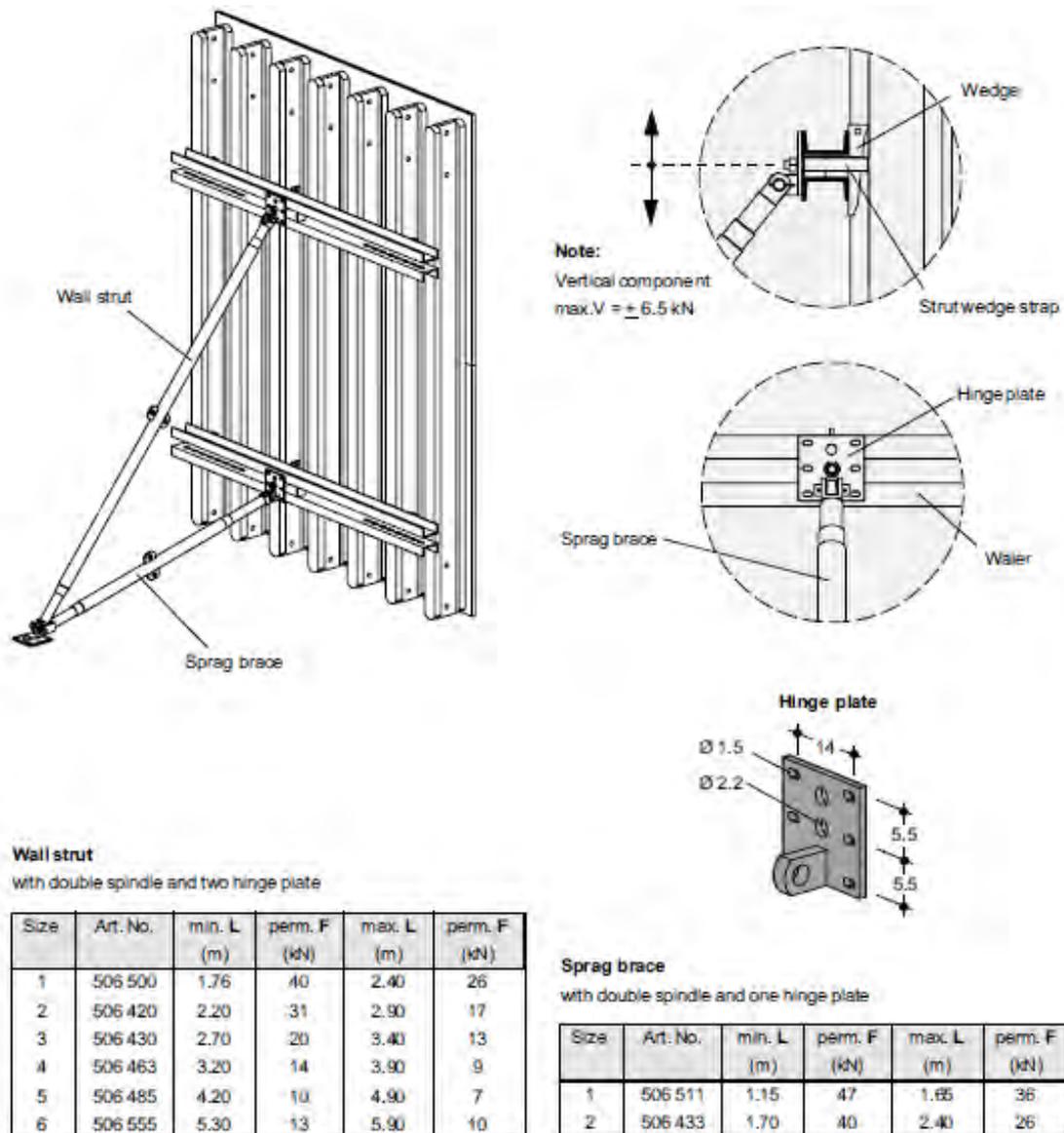


Figura 192. Puntellazione delle casseforme a travi di legno

Degli esempi di calcolo di questi elementi per resistere all'azione del vento sono presenti nell'Allegato B della presente tesi.

Assemblando in un'unica cassaforma tutti questi componenti, si ottiene in pianta una soluzione come quella in Figura 193, valida per le pile del Mersey Gateway Bridge.

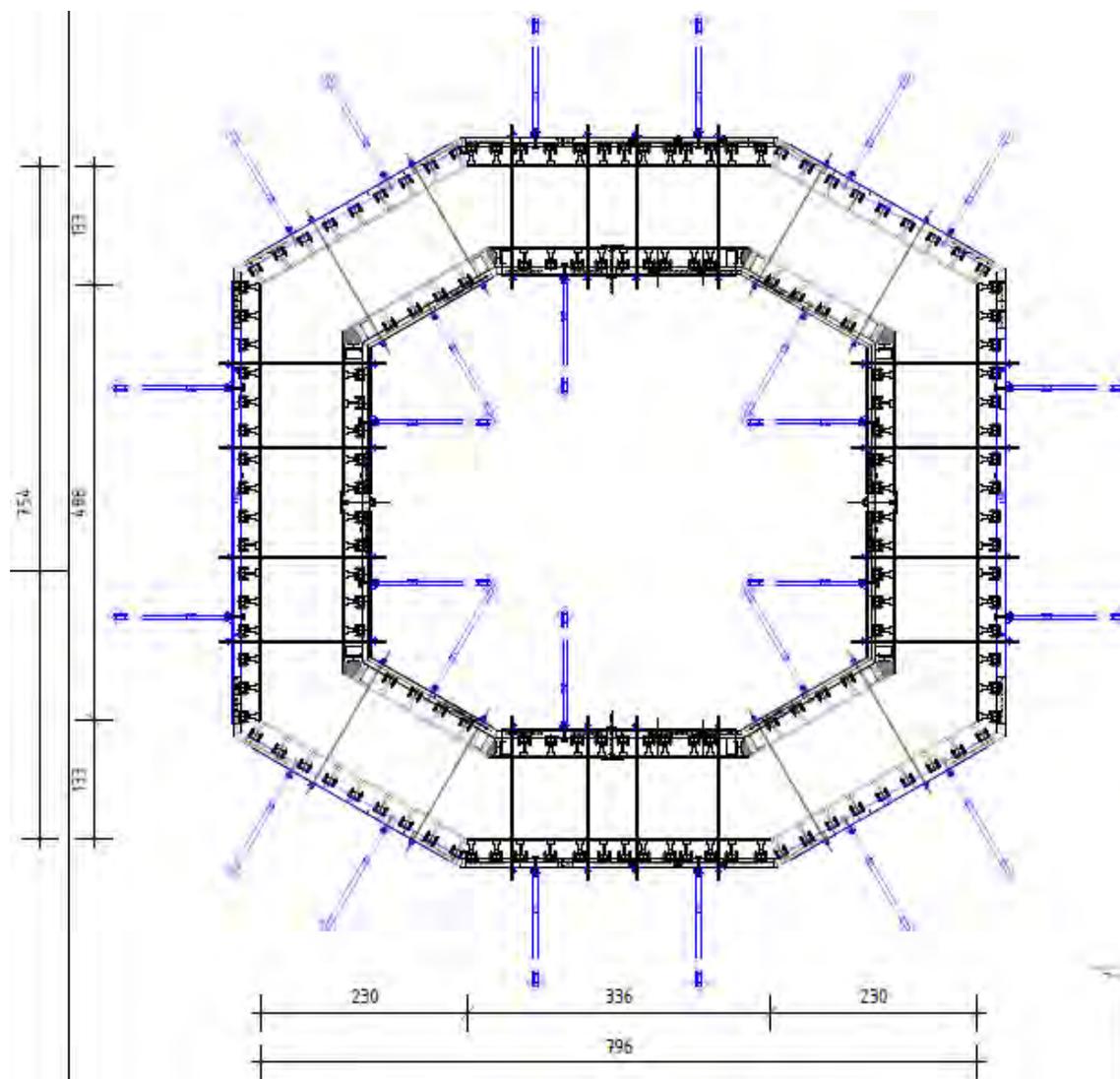


Figura 193. Cassero a trave per le pile del Mersey Gateway Bridge

Per ottenere una congiunzione dei moduli di cassaforma resistente alle sollecitazioni (trazione e compressione) e renderli quindi un unico sistema, si devono collegare tra loro i vari correnti, attraverso l'utilizzo di particolari giunzioni di varie forme a seconda delle necessità fissate con cunei (Figura 194). Per casi molto particolari, come questo in esame, questi elementi si possono saldare tra loro con le angolazioni e le misure opportune in modo tale da adattarsi alle geometrie più svariate. Il collegamento di questi elementi realizzato attraverso questa tecnica produce un serraggio allineato e resistente a compressione e a trazione di tutti i componenti della cassaforma per parete.

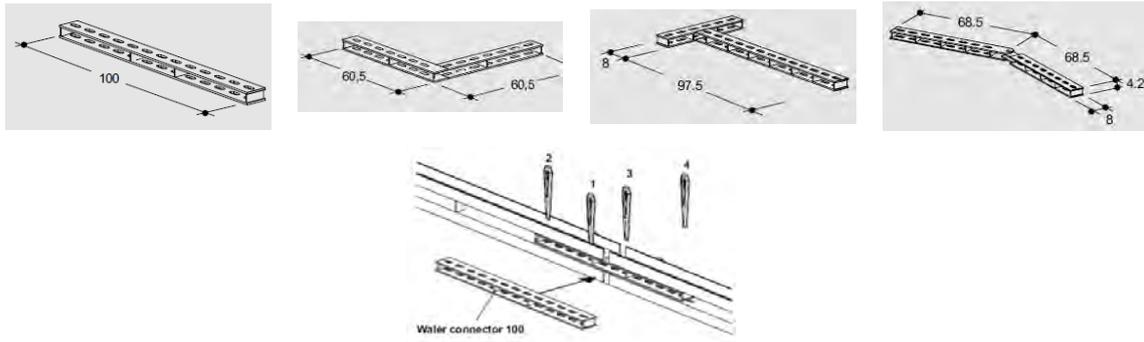


Figura 194. Tipi di connettori per correnti ed esempio di utilizzo

Nel caso delle pile del Mersey Gateway Bridge, però, date le esigue lunghezze dei correnti dei pannelli da eliminare man mano che si sale in altezza ad eseguire i getti, si preferisce bullonare tra loro questi componenti metallici, per favorire anche una più rapida rimozione dei componenti non più utili dell'attrezzatura (vedi dettaglio in Figura 195).

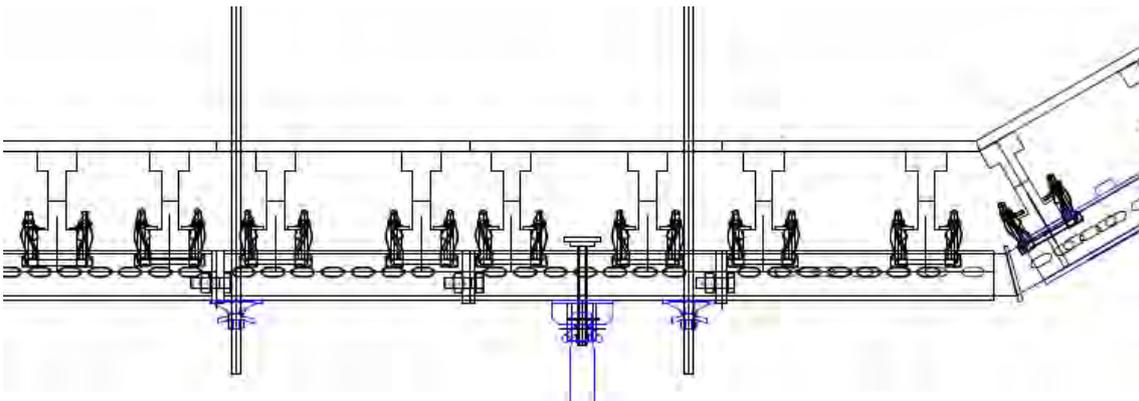


Figura 195. Dettaglio bullonatura correnti della pila del Mersey Gateway Bridge

Così strutturata, questa cassaforma diventa facilmente modificabile e adattabile a qualunque sezione della pila che si rastrema in altezza, come dimostrato in Figura 196.

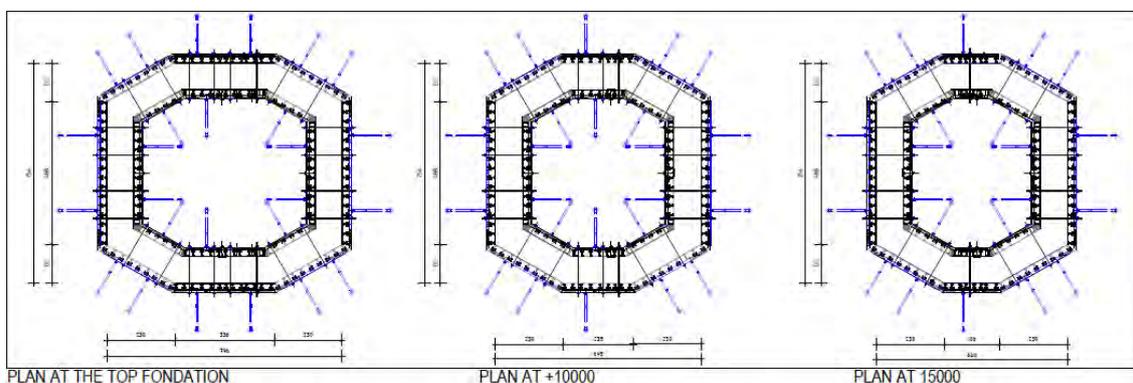


Figura 196. Adattamento del cassero a trave al cambio di geometria della pila

Nel caso delle pile del Mersey Gateway Bridge, inoltre, si devono prendere dei particolari accorgimenti per il cassero interno, piccoli ma di non poco conto. Innanzitutto, negli spigoli, è bene inserire tra multistrato e corrente dei negativi di legno sagomati e dei piatti metallici avvitati inoltre alle adiacenti travi di legno; questo perché in queste zone tali elementi di rinforzo devono contrastare le spinte deviate e non ortogonali del calcestruzzo fresco.

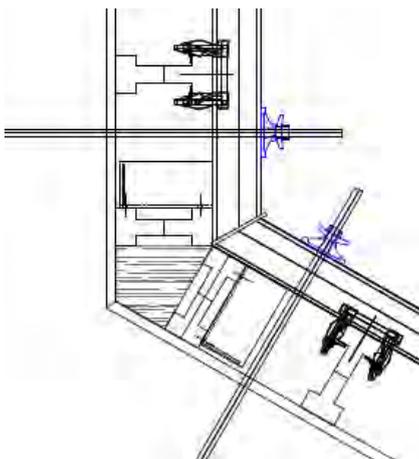


Figura 197. Negativo di legno e piatti di rinforzo negli spigoli



Figura 198. Esempio di piatti metallici di rinforzo

Infine, per riuscire a disarmare internamente la cassaforma è necessario prevedere l'inserimento di una cosiddetta lamiera di disarmo, che consente, se azionata, ai suoi due

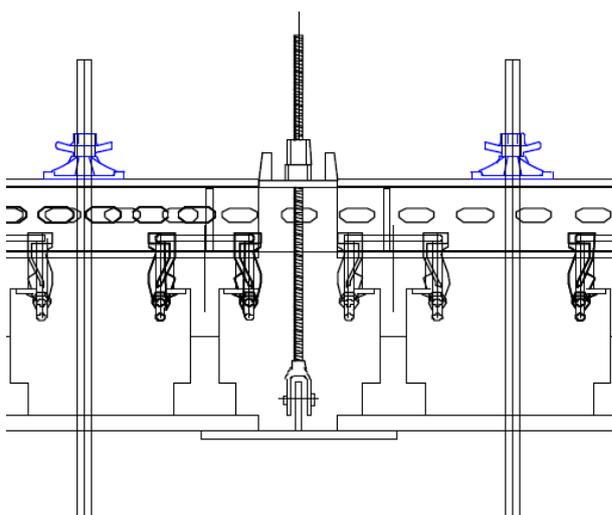
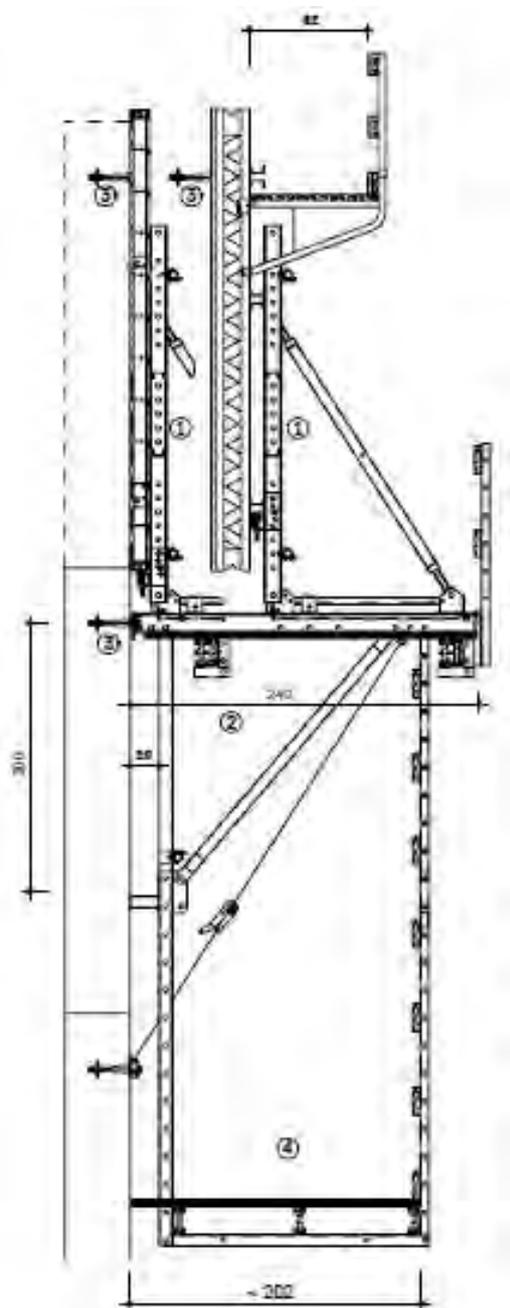


Figura 199. Lamiera di disarmo

pannelli adiacenti di scorrere leggermente sopra essa e di scollarsi dal calcestruzzo maturato; in questo modo, si riescono via via a rimuovere dal manufatto appena gettato tutti i componenti del cassero, che altrimenti rimarrebbero bloccati nella loro posizione poiché compressi tra loro dalla pressione del calcestruzzo indurito. Attrezzature che consentono questa operazione devono essere

utilizzati non soltanto in questo caso, ma tutte le volte in cui si ha a che fare con dei vani (ossia delle sezioni cave).

4.2.1.2 Descrizione del sistema di rampata CS240L



Il sistema di rampata CS240L con cassaforma retrattile è un sistema che deve essere movimentato da una gru e che può essere utilizzato, da un lato, come ponteggio portante e, dall'altro, come piano di lavoro e sicurezza quando viene usato per posizionare le armature, gettare il calcestruzzo e successivamente mantenere l'esistente.

La sua struttura in acciaio è completamente zincata a caldo. L'alta adattabilità a determinate strutture può essere ottenuta mediante un assemblaggio progettato delle unità del sistema di rampata. Le casseforme per pareti e le mensole sono connesse insieme per formare dei moduli completi da spostare con la gru.

A causa delle dimensioni del carrello sulle mensole, la cassaforma può essere arretrata fino ad un massimo di 83 cm (a seconda del tipo di cassaforma). Il cassero può inoltre essere inclinato per mezzo di un dispositivo specifico ulteriore. Tutte le finiture in calcestruzzo a faccia-vista richieste possono essere realizzate utilizzando il giusto tipo di

cassaforma (o casseforme a telaio o casseforme a travi di legno per pareti).

A seconda della larghezza della piattaforma, il sistema di rampata è applicabile ad altezze superiori a 100 m fuori terra e consente un'altezza massima del cassero fino a 5,4 m. L'applicazione si basa su casseforme verticali su entrambi i lati del calcestruzzo da gettare ancorate con barre a tutto spessore. Le caratteristiche statiche standard di questo sistema sono note, così come quelle dell'ancoraggio di sospensione; un calcolo di progettazione separato per casi particolari deve essere elaborato in caso di necessità.

Il sistema di rampata CS240L è composto essenzialmente da quattro costituenti principali: 1) correnti di allineamento; 2) mensole di rampata; 3) dispositivo di ancoraggio; 4) sottoponte. Particolarmente interessante è vedere come è composto il sistema di ancoraggio.

Esso si compone di tutti gli elementi raffigurati in Figura 201, ossia da un bullone esagonale di fissaggio (2)) che è usato per fissare il rocchetto (3)), che serve per attaccare e sostenere le mensole di rampata, al cono di protezione in PVC (4)). All'interno di questo, si protrae nel calcestruzzo una barra ancorante DW15 con superficie autopulente (5)), alla cui estremità sono collocati due dadi esagonali (6) che fungono anch'essi da tiranti solo se usati congiuntamente alla contropiastra (7)). Lo schema finale è quello riportato in Figura 200.

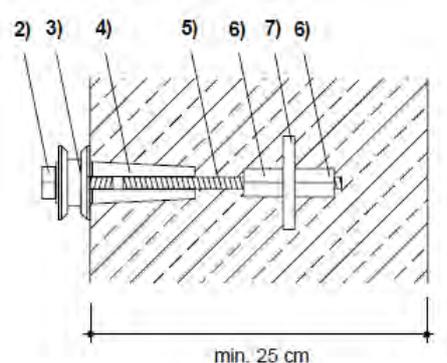


Figura 200. Configurazione ancoraggio

La sicurezza necessaria per l'ancoraggio della cassaforma rampante può essere conseguita solo con un montaggio competente. Una volta terminata la sua utilità, dopo aver svitato il bullone esagonale di chiusura, si può rimuovere dalla parete di cemento il cono in PVC per mezzo di una chiave apposita; dopodiché, si può tappare il buco lasciato con della boiaccia, lasciando così inglobati nel getto tutti gli altri elementi dell'ancoraggio, che di fatto sono quindi elementi a perdere (Figura 202). Questa operazione può essere eseguita dal sottoponte.

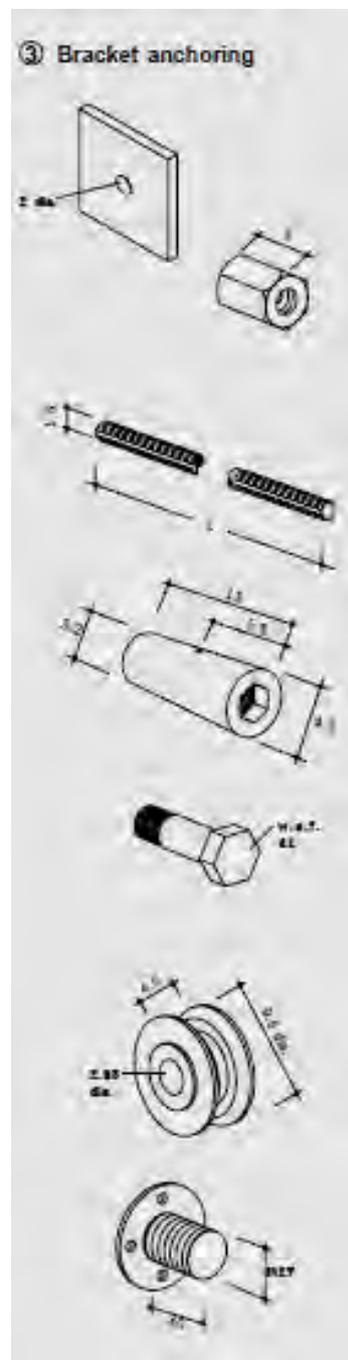


Figura 201. Componenti dell'ancoraggio del sistema CS240L

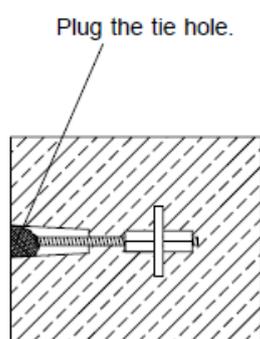


Figura 202

A questo sistema di ancoraggio, come detto, viene attaccata la mensola di rampata; la parte estrema del corrente superiore della mensola (1)), infatti, ha una forma tale da potersi perfettamente infilare ed incastrare sul rocchetto (2)). Per una maggiore sicurezza, poi, il tutto viene assicurato con un ulteriore perno di sicurezza (3)), come illustrato in Figura 203.

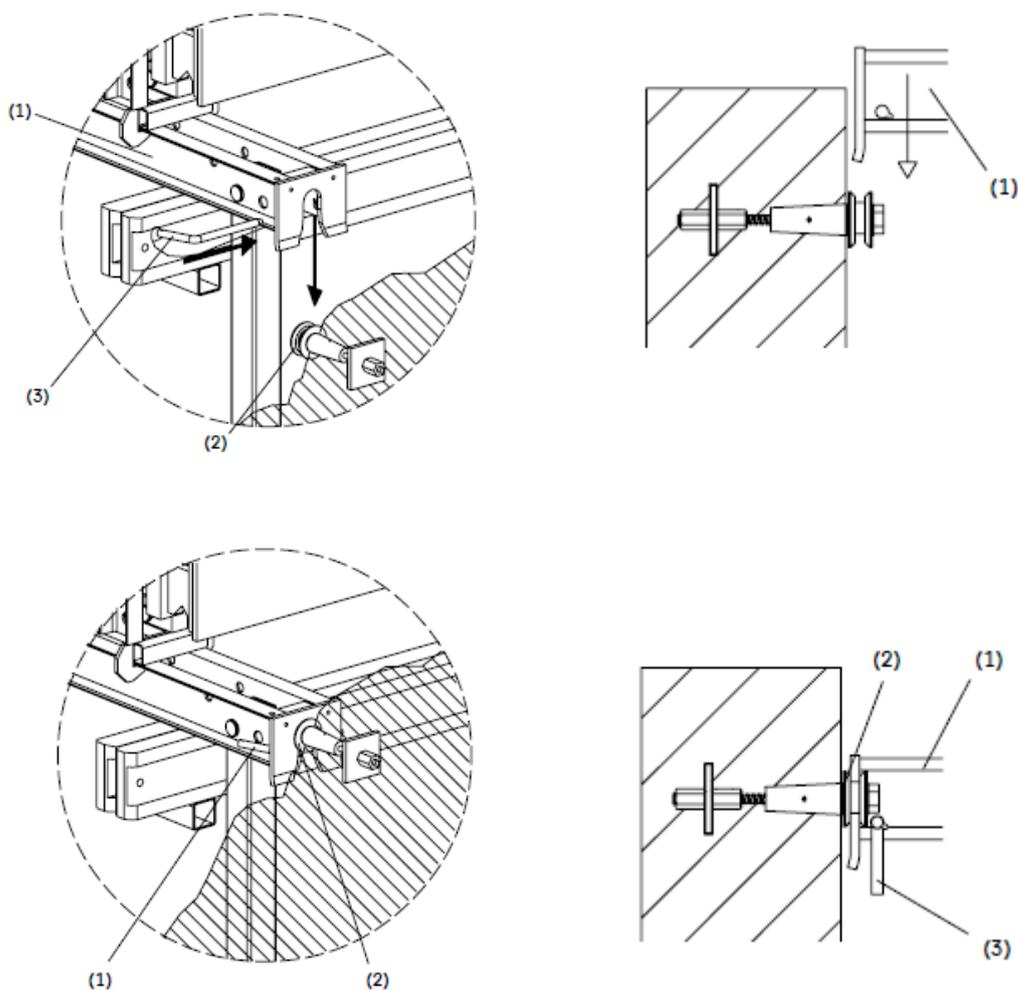


Figura 203. Fissaggio del sistema di rampata all'ancoraggio

La particolare conformazione del corrente superiore della mensola di rampata, inoltre, è tale da poter accogliere e far funzionare senza alcun problema il binario per l'arretramento della cassaforma (come illustrato in Figura 204), il che consente poi di sollevare agevolmente ed in rapidità tutto il sistema di rampata.

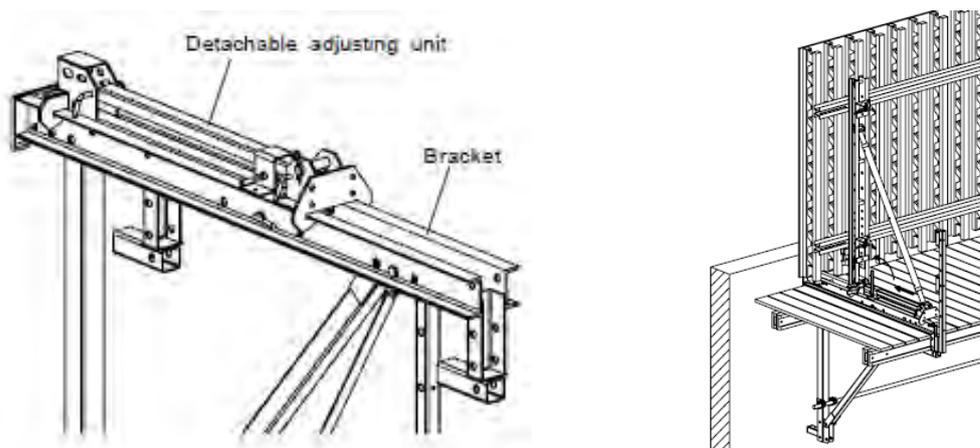
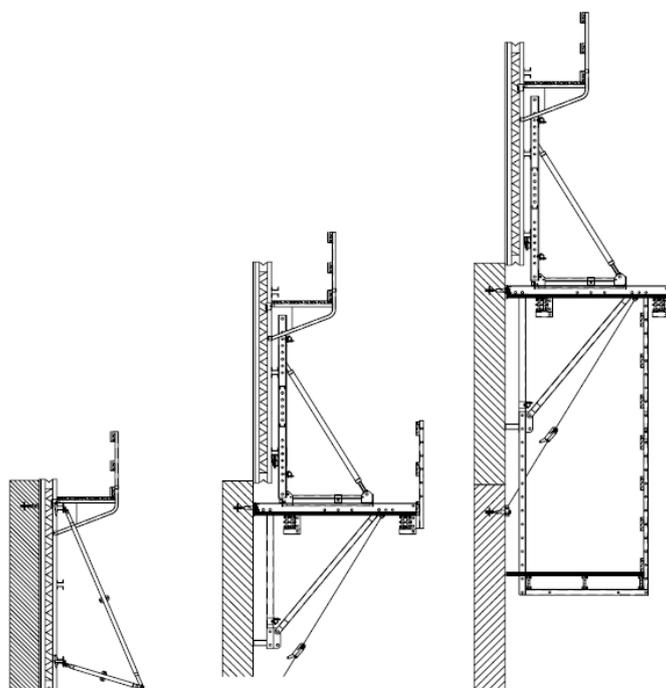


Figura 204. Binario per l'arretramento del cassero

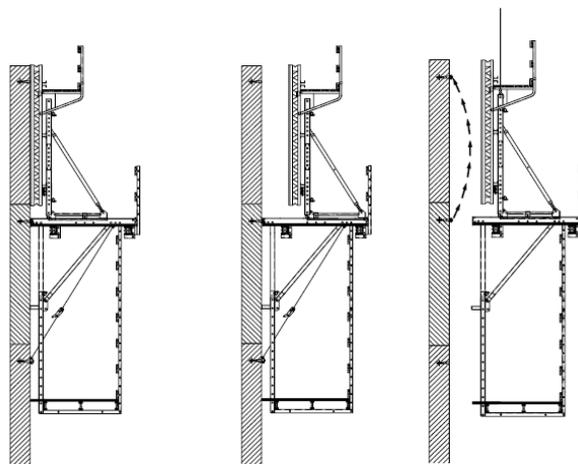
La sequenza operativa di questo sistema di rampata si compone delle seguenti fasi:



Fase 1. Il primo concio di getto deve essere realizzato con la cassaforma per parete più adatta (o a travi di legno o a telaio) e deve essere allineata perfettamente con i puntelli di piombatura;

Fase 2. Il completamente preassemblato sistema di rampata deve venire ancorato ed assicurato ai vari dispositivi di ancoraggio. Poi si posizionano e fissano i binari, la cassaforma e i loro collegamenti;

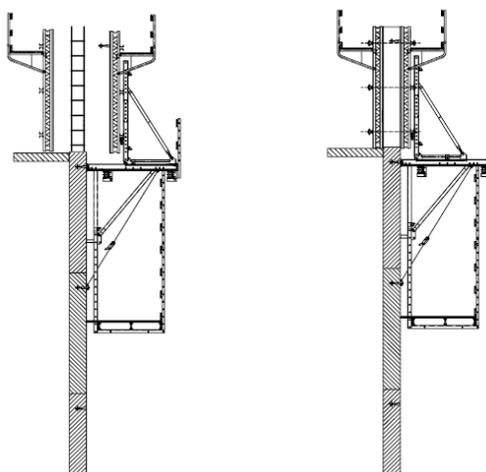
Fase 3. Dopo aver innestato il sistema di rampata nella successiva posizione di getto viene montato il sottoponte alle mensole per completare il tutto.



Fase 4. Si rimuovono le barre ancoranti e i blocchi sul binario;

Fase 5. Si arretra il cassero e lo si blocca, si installa il rocchetto nell'ancoraggio inglobato nel getto appena eseguito, si allenta il tirante di sicurezza contro l'azione del vento e si rimuove il cono dell'ancoraggio inferiore;

Fase 6. Si posiziona l'unità mobile in corrispondenza del centro di gravità e la si blocca di nuovo, si rimuove il perno di sicurezza tra ancoraggio e mensola, si solleva il sistema di rampata e lo si aggancia al successivo ancoraggio provvisto di rocchetto, lo si inserisce e assicura con il perno di sicurezza, si installa il tirante contro il vento;



Fase 7. Si arretra il cassero e lo si blocca, si pulisce il multistrato e si posizionano le barre di armatura;

Fase 8. Si posiziona la cassaforma a filo getto e la si blocca, si installano le barre ancoranti e infine si esegue il getto del calcestruzzo.

Per determinare a quale interasse disporre le varie singole mensole si deve consultare il grafico riportato in Figura 205: esso fornisce la larghezza d'influenza di una singola mensola del sistema di rampata in funzione dell'altezza della cassaforma che la struttura in questione deve sostenere, ma anche in funzione dell'altezza massima del sistema dal piano campagna. Noti questi due dati, è quindi possibile risalire all'interasse di funzionamento tra le varie mensole portanti.

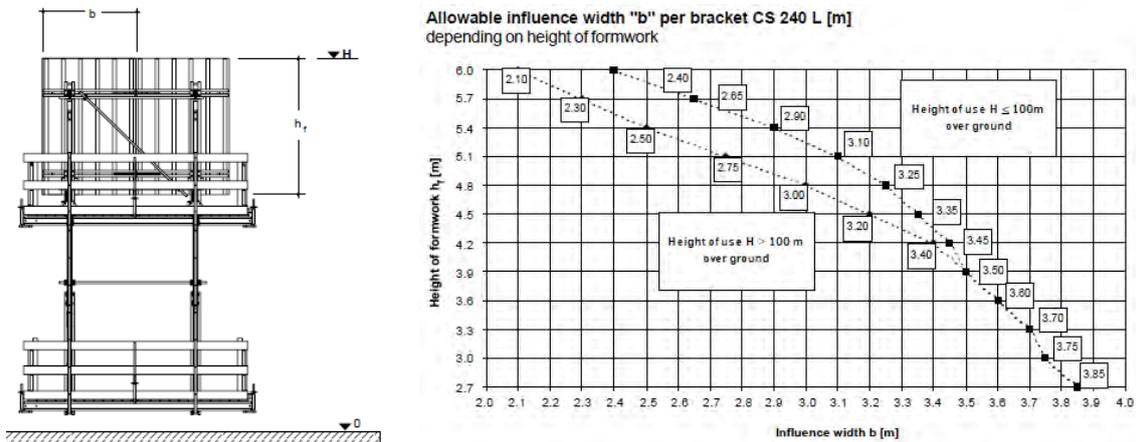


Figura 205. Grafico per la determinazione della larghezza d'influenza di una mensola del sistema CS240L

Nel sistema di rampata CS240L, oltre ovviamente ai pesi propri dei vari componenti, bisogna considerare e rispettare i seguenti carichi accidentali per le varie operazioni:

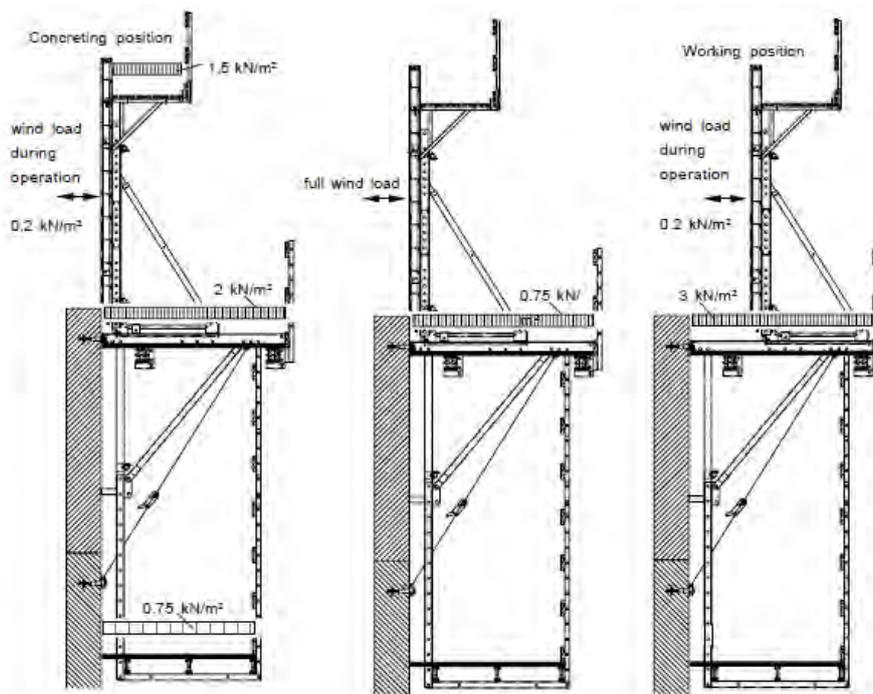


Figura 206. Carichi accidentali durante le varie fasi di lavorazione

Durante la fase di getto del concio di calcestruzzo (*Concreting position*) si assume, con entità diverse, la presenza di carpentieri ed attrezzature minori su ogni piano di lavoro della struttura, in particolare nella mensola di getto si pone un carico di $1,5 \text{ KN/m}^2$ per gli stessi motivi spiegati nel caso delle piattaforme interne, che aumenta nella piattaforma principale poiché è il piano vero e proprio di lavoro e si dimezza nel sottoponte perché luogo solo di transito e di rimozione dei precedenti ancoraggi; durante la fase di lavorazione delle armature (*Working position*), invece, il carico distribuito viene concentrato solo sulla piattaforma principale poiché è l'unica su cui agiscono direttamente gli operai.

In queste fasi di lavoro si considera un carico da vento molto basso, pari a $0,2 \text{ KN/m}^2$; volendo invece considerarlo con la sua forza massima, il resto dei carichi accidentali viene portato al minimo e solo sulla piattaforma principale di lavoro poiché, in caso di presenza di forte vento, è opportuno, per motivi di sicurezza, sospendere tutte le lavorazioni. Infatti, in caso di velocità del vento superiore a 20 m/s , le lavorazioni devono essere interrotte e la cassaforma deve venire spinta verticalmente contro il manufatto.

Per determinare l'entità della pressione dinamica del vento, se non si intende consultare le Norme Tecniche di ogni singola nazione, si può fare riferimento alla tabella presente nella norma tedesca "*DIN 4421, Lehrgerüst; Berechnung, Konstruktion und Bau*"¹¹:

Wind load

Height over ground H [m]	Pressure q [kN/m ²]	Coefficient c _w
wind during operations (independent of working level)	0.25	1.3
full wind load up to 100 m	1.1	1.3
full wind load beyond 100 m	1.3	1.3

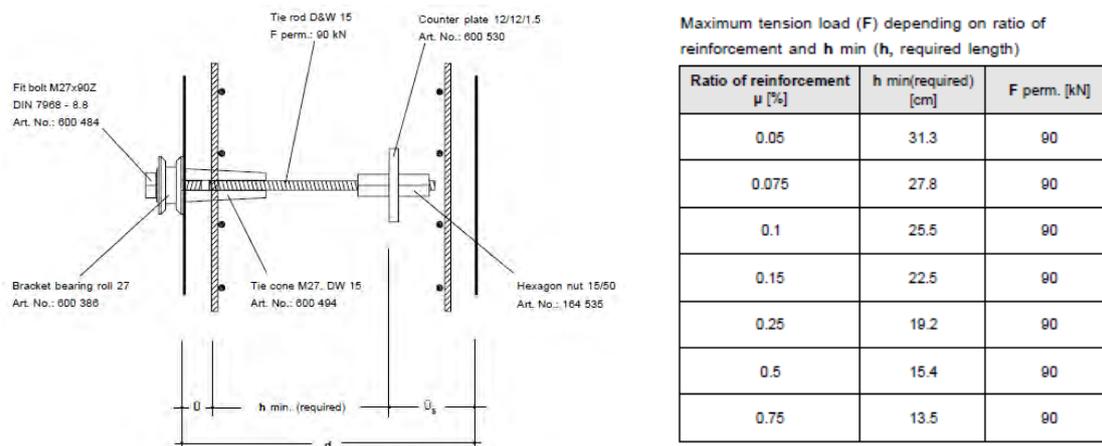
Il coefficiente c_w non è altro che un coefficiente amplificativo della pressione dinamica del vento.

Il sistema di rampata CS240L, inoltre, non deve essere soggetto a carichi da neve o ghiaccio; questi carichi, se necessario, devono venire eliminati prima di cominciare le lavorazioni.

Per quanto riguarda gli ancoraggi, infine, la caratteristica dimensionante per il loro corretto funzionamento è la loro lunghezza minima richiesta; infatti, essendo questi dispositivi tutti costituiti da barre di diametro $\phi = 15 \text{ mm}$, la forza di esercizio

¹¹ In italiano: "DIN 4421, Casseforme; calcolo, progettazione e costruzione".

massima ammessa è determinata e pari a 90 kN. Come specificato nella norma tedesca "DIN 1045, Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton"¹² al capitolo 22.7 "Resistenza a punzonamento", questa misura dipende dalla percentuale geometrica di armatura presente nel relativo concio di manufatto da gettare secondo la seguente tabella:



Per far sì che siano rispettati questi valori, è richiesto che l'armatura sia costituita dal classico acciaio di tipo B450C e che il calcestruzzo sia almeno di classe C20/25. Allora, in parallelo, il massimo carico verticale ammesso sull'ancoraggio è pari a 77 kN.

L'attrezzatura di tipo HSB verrà descritta nei paragrafi successivi.

4.2.1.3 Dimensionamento del cassero a trave per il getto della pila

Nelle casseforme a trave, la progettazione applicativa è in relazione alle dimensioni delle unità di cassaforma, al posizionamento delle barre ancoranti, al tipo di rivestimento ed alla resistenza alla pressione esercitata dal calcestruzzo. In particolare, per tutte le casseforme atte al getto di pareti ed elementi verticali (non soltanto quindi come quelle a trave in esame), un parametro fondamentale per verificarne il loro corretto e sicuro funzionamento è il valore della pressione esercitata dal calcestruzzo fresco sulle loro facce; secondo quanto riportato nella norma tedesca "DIN 18218, Frischbetondruck auf lotrechte Schalungen"¹³ tale valore è influenzato da due fattori, la

¹² In italiano: "DIN 1045, Strutture in calcestruzzo, cemento armato e cemento armato precompresso".

¹³ In italiano: "DIN 18218, Pressione del calcestruzzo fresco sulla cassaforma perpendicolare".

velocità di getto e la consistenza del calcestruzzo, secondo le relazioni riportate nel seguente grafico:

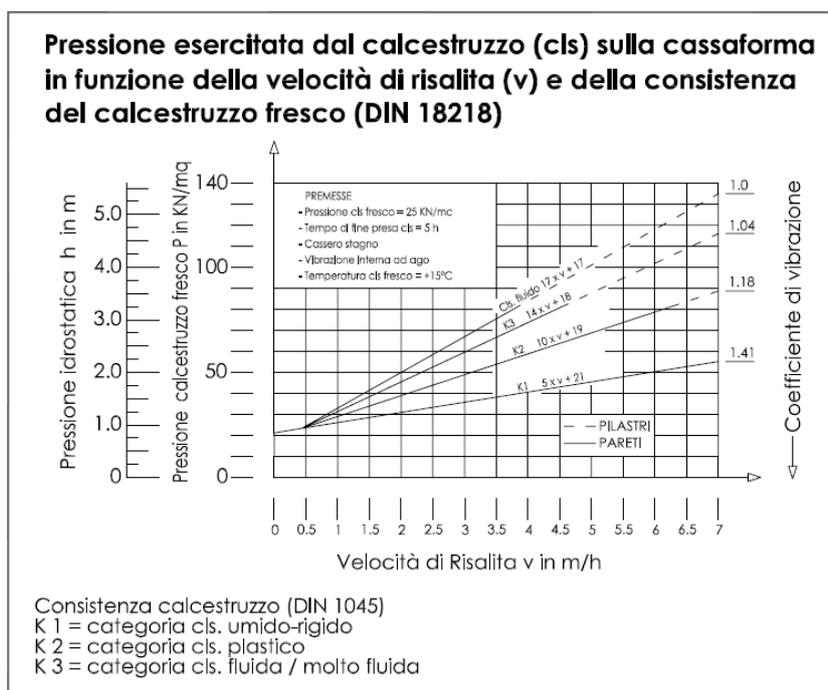


Figura 207. Grafico per la determinazione della pressione del calcestruzzo fresco in relazione alla velocità di getto e alla consistenza (DIN 18218)

A onor di cronaca, una molteplice varietà di fattori può aumentare o diminuire la pressione del calcestruzzo fresco:

- Vibrazione:
 - Profondità di vibrazione;
 - Durata di vibrazione;
- Temperatura:
 - Temperatura del calcestruzzo fresco;
 - Temperatura dell'aria esterna;
 - Riscaldamento della cassaforma;
 - Raffreddamento del calcestruzzo;
- Additivi del calcestruzzo:
 - Plastificanti e agenti per il passaggio dell'aria;
 - Ritardanti;
- Vibrazioni esterne;
- Calcestruzzo leggero o pesante.

Le classi di consistenza del calcestruzzo indicate nel grafico precedente sono quelle definite nella già citata norma tedesca DIN 1045, e sono quella umido-rigida (*Stiff*), quella plastica (*Plastic*), quella fluida o molto fluida (*Soft*) e quella liquida (*Liquid*).

Secondo le norme *UNI EN 206 – 2006 (Calcestruzzo - Parte 1: Specificazione, prestazione, produzione e conformità)* e *UNI 11104:2004 (Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità - Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206-1)*, la lavorabilità del calcestruzzo fresco, e quindi la sua consistenza, deve essere determinata mediante alcune prove dai cui risultati vengono definite le classe di consistenza del calcestruzzo. Tra i test riportati dalla suddetta normativa uno dei più noti è quello del cono di Abrams¹⁴, che fornisce come dato caratteristico del calcestruzzo il suo *Slump*¹⁵ α , il quale per le classi appena definite deve assumere i valori riportati nella tabella sottostante:

	1	2	3	4
	Consistency range		Slump α cm	Compaction v
	Quality	Symbol		
1	Stiff	KS	—	$\geq 1,20$
2	Plastic	KP	35 to 41	1,19 to 1,08 ¹³⁾
3	Soft	KR	42 to 48	1,07 to 1,02 ¹³⁾
4	Liquid	KF	49 to 60	—

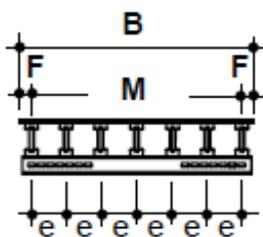
Per le casseforme a travi di legno e correnti metallici è fondamentale conoscere il valore della pressione esercitata dal calcestruzzo fresco per stabilirne la configurazione, ossia l'interasse tra le travi di legno, il numero e la posizione dei correnti in acciaio e la quantità di barre ancoranti necessarie; viceversa è possibile anche operare al contrario, perché in base alla disposizione degli elementi costituenti con cui si sceglie di mettere in opera la cassaforma è possibile risalire alla pressione massima del calcestruzzo fresco a cui questa può essere sottoposta.

Al fine di dimensionare un cassero a trave per il getto di una parete si può fare riferimento alle tabelle riportate nell'Allegato C della presente tesi.

¹⁴ Serve a misurare la consistenza di un calcestruzzo fresco coesivo e confezionato con aggregati aventi dimensione massima non maggiore di 40 mm.

¹⁵ Valutazione della deformazione che un impasto subisce per effetto del proprio peso, quando viene privato del recipiente che lo sostiene. Immediatamente dopo la rimozione dello stampo, si misura l'abbassamento al cono α per differenza fra l'altezza nominale dello stampo e quella del punto più alto del campione, con arrotondamento ai 10 mm più prossimi; dalla misura dell'abbassamento relativo si deduce la classe di consistenza dell'impasto.

Ad esempio, concentrandosi sul lato della pila del Mersey Gateway Bridge in direzione trasversale, dalle sezioni al paragrafo 4.2.1.1 si vede che il cassero è largo 4,88 m e alto 5,10 m (poco più dell'altezza del getto da eseguire); viene quindi realizzato tramite due pannelli identici affiancati, larghi circa 2,44 m e alti 5,10 m e ciascuno formato da 8 travi di legno e 4 correnti d'acciaio come rappresentato nei vari disegni. Per le verifiche si può quindi benissimo fare riferimento, date le esigue differenze tra le misure tabulate e le misure reali, ad un pannello standard largo 2,50 m con lo stesso numero di travi, caratterizzato dalle dimensioni sotto indicate; in altezza, invece, si può fare riferimento al sistema di travi 8.2 alto 4,90 m con 4 correnti metallici lunghi 246 cm posti a partire da 40 cm dal basso con interasse di 1 m per i primi due e di 1,25 m per i successivi:

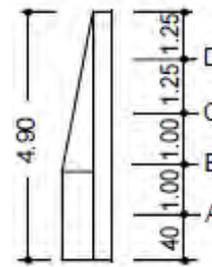


$$e = 33,1 \text{ cm}$$

$$M = 7 \cdot 33,1 = 231,7 \text{ cm}$$

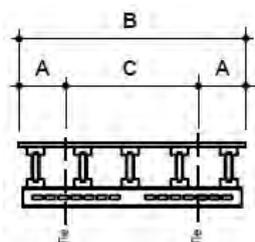
$$F = 9 \text{ cm}$$

$$B = 249,7 \text{ cm}$$



Dopo una attenta analisi delle tabelle in questione, si può osservare che l'interasse a cui vengono poste le travi di legno ($e = 33,1 \text{ cm}$) è inferiore a quello minimo necessario con cui si devono porre in opera dovuto ai valori statici delle travi stesse ($e_1 = 36 \text{ cm}$) e alle proprietà meccaniche del multistrato ($e_2 = 35 \text{ cm}$); si può quindi prescrivere all'impresa costruttrice dell'opera che la pressione massima esercitata dal calcestruzzo fresco a cui può essere sottoposta la cassaforma è pari a 60 KN/m^2 , ossia che si può gettare il calcestruzzo con una velocità massima variabile da un minimo di 2,6 m/h ad un massimo molto grande a seconda della sua consistenza.

Con le medesime tabelle è possibile inoltre determinare il numero di barre ancoranti necessarie da porre in corrispondenza di ogni corrente d'acciaio, ossia 2 nelle seguenti posizioni:



$$A = 56 \text{ cm}$$

$$C = 138 \text{ cm}$$

$$B = 250 \text{ cm}$$

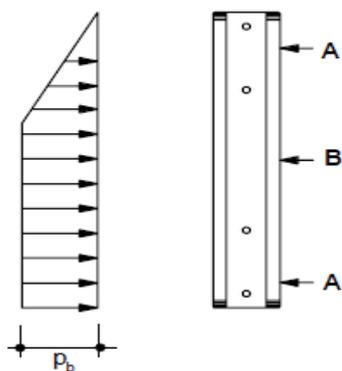


Figura 208. Andamento della pressione sul cassero

Per specificare quali tipi di barre utilizzare, si possono fare dei rapidi conti partendo dalla corrispondente pressione a cui sono sottoposte e alla loro area di influenza. L'andamento della pressione all'interno della cassaforma è quello raffigurato in Figura 208, con un andamento rettangolare di entità massima 60 KN/m^2 nella parte inferiore e trapezoidale nella parte superiore; sapendo ciò, e che le varie aree di influenza delle barre sono date da una larghezza $l = 1,22 \text{ m}$ e da altezze pari a $h_A = 0,9 \text{ m}$, $h_B = 1,0 \text{ m}$, $h_C = 1,125 \text{ m}$ e $h_D = 1,975 \text{ m}$, considerando a favore di sicurezza un andamento della pressione costante rettangolare su tutta la cassaforma e sfruttando il coefficiente di sicurezza $\gamma = 1,0$ per le verifiche agli SLE riportato nel paragrafo 2.6 "Azioni nelle verifiche agli Stati Limite" delle *Norme Tecniche per le Costruzioni D.M. 14 Gennaio 2008* si determinano le seguenti forze su ciascuna barra ancorante:

$$F_A = \gamma \cdot p_b \cdot h_A \cdot l = 65,88 \text{ KN}$$

$$F_B = \gamma \cdot p_b \cdot h_B \cdot l = 73,2 \text{ KN}$$

$$F_C = \gamma \cdot p_b \cdot h_C \cdot l = 82,35 \text{ KN}$$

$$F_D = \gamma \cdot p_b \cdot h_D \cdot l = 144,57 \text{ KN}$$

Confrontando questi dati con i carichi di servizio massimi ammissibili presenti nel paragrafo 4.2.1.1, per ottimizzare i costi e le attrezzature da utilizzare in questa fase, si dovrebbero utilizzare in corrispondenza dei tre correnti inferiori barre ancoranti Diwidag DW15 di diametro $\phi = 15 \text{ mm}$ e nel corrente superiore barre di tipo Diwidag DW20 di diametro $\phi = 20 \text{ mm}$; poiché però, avendo modificato il reale andamento della pressione di una quantità notevole, si è andati fin troppo a favore di sicurezza, è lecito dire che la forza F_D calcolata è molto maggiore di quella reale agente effettivamente sulla relativa barra, e che quindi anche nel corrente superiore si possono tranquillamente usare barre di tipo DW15. Volendo utilizzare un numero inferiore di barre ancoranti, si dovrà quasi sicuramente mettere in opera quelle con diametri maggiori.

Dalle tabelle di carico relative al dimensionamento delle casseforme a travi di legno è inoltre possibile ricavare l'entità dei carichi distribuiti agenti sui vari correnti d'acciaio,

utili per eseguirne eventualmente le verifiche locali; con le stesse tabelle, e con i medesimi ragionamenti, si può facilmente dimensionare/verificare le restanti parti del cassero in esame.

4.2.2 Costruzione dei pulvini

Procedendo in altezza con la costruzione del Mersey Gateway Bridge, terminate le pile è la volta della realizzazione dei pulvini. Per questi componenti della struttura, però, sebbene si decida di utilizzare lo stesso sistema costruttivo per tutti e tre, bisogna necessariamente fare riferimento da un lato ai pulvini dei piloni Nord e Sud e dall'altro al pulvino del pilone Centrale, data la grossa differenza di dimensioni e forma tra questi membri (si veda a tal proposito la Figura 168).

La progettazione di questa fase, in breve, si basa su queste considerazioni:

- le casseforme dovranno essere sollevate da una gru a torre o da una autogru;
- si deve considerare la diffusione del carico nella fondazione per evitare grossi cedimenti di assesto del terreno sui cassoni stagni;
- si devono includere piattaforme e dotazioni di sicurezza per garantire un accesso e un'uscita sicura durante la costruzione, e per accedere al cassero deve essere fornita da un altro fornitore una scala a torre;
- si devono considerare minimo 3 fasi di getto per i pulvini Nord/Sud e 2 fasi di getto per il pulvino Centrale;
- gli ancoraggi da utilizzare devono comunque garantire un ottimo risultato visivo del getto effettuato, essendo a faccia vista;
- bisogna tener presente la diversa forma in ogni collocazione e sequenza di costruzione;
- si deve pensare alla metodologia di montaggio e smontaggio dell'attrezzatura.

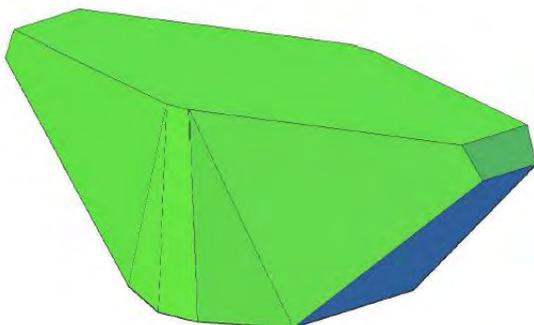


Figura 209. Rendering 3D dei pulvini Nord/Sud

Data la forma molto complessa e non convenzionale dei pulvini del Mersey Gateway Bridge (in particolare quelli dei piloni Nord/Sud, come si vede in Figura 209), per gettarli non si può fare altro che progettare un cassero di tipo a travi di legno

ad hoc, per gli stessi motivi e gli stessi vantaggi presentati nel caso delle pile. La vista frontale avrà un aspetto del tutto simile al disegno di Figura 210:

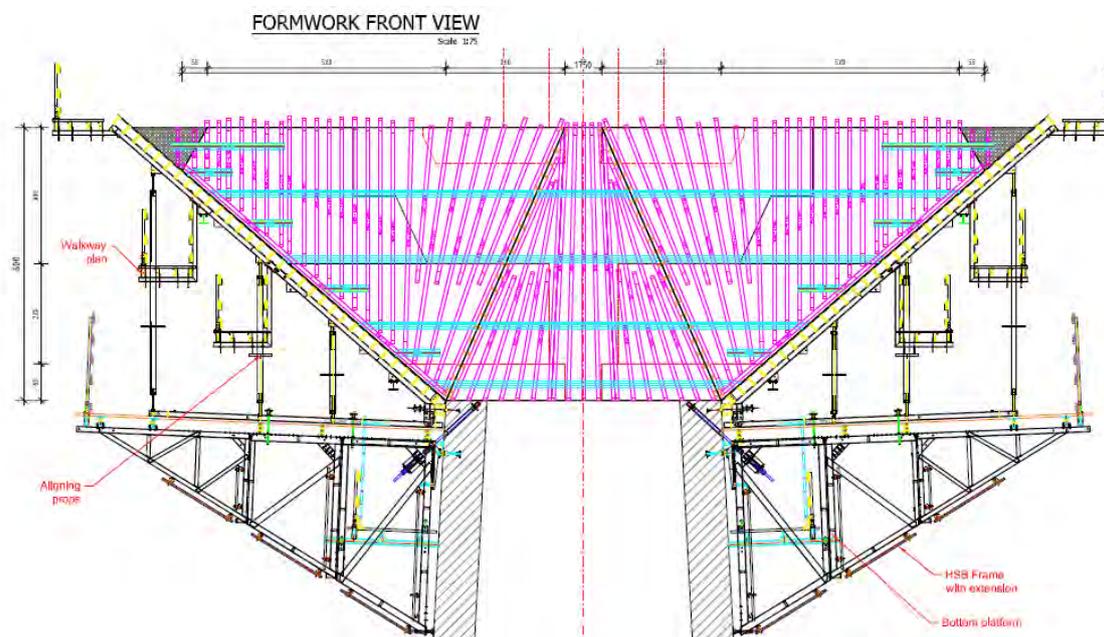


Figura 210. Vista frontale del cassero a trave per il getto dei pulvini Nord/Sud

Data la complessità di questa attrezzatura, è necessario prendere dei piccoli accorgimenti di non trascurabile importanza. In particolare, negli spigoli del pulvino

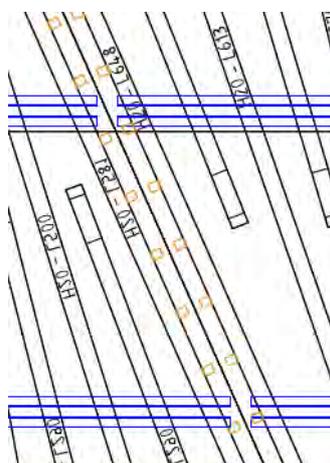


Figura 211. Compensi in legno

dove avviene la convergenza di due facce diverse è bene inserire dei compensi in legno per correggere eventuali imprecisioni, far sì che la cassaforma si chiuda in modo efficace e tenere le spinte laterali (Figure 211 e 213); le travi in legno di orditura secondaria, inoltre, dovendo avere delle misure non convenzionali, dovranno o essere giuntate come descritto nel paragrafo 4.2.1.1 oppure tagliate su misura.

Per quanto riguarda i correnti d'acciaio di orditura primaria, oltre a quelli che si sviluppano a vari livelli per tutta la larghezza del pulvino, è fondamentale montarne anche di più corti nelle zone marginali del cassero per vincolare ulteriormente le travi di legno più corte, che in alcuni casi sarebbero bloccate in un solo punto se non addirittura completamente libere (Figura 212); inoltre, nella fascia centrale "sporgente" del pulvino, i correnti devono essere di tipo speciale perché formati saldando tra loro pezzi di lunghezza adeguata e con la conformazione appropriata (Figura 213).

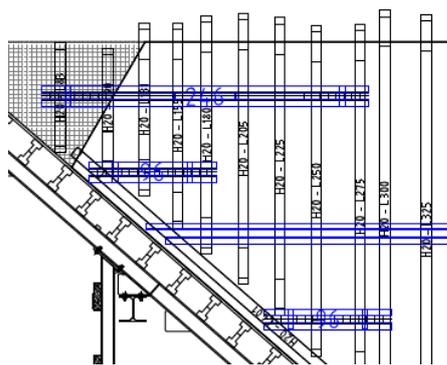


Figura 212. Correnti ausiliari di fissaggio travi

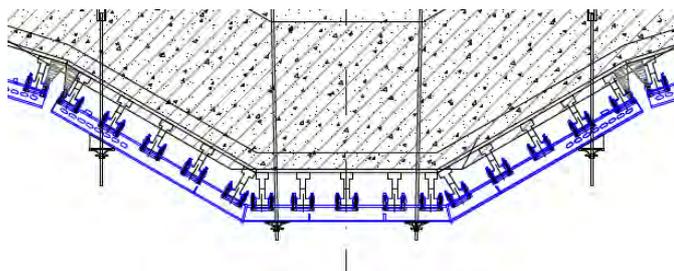


Figura 213. Correnti speciali per fascia centrale del cassero

Nei punti terminali dei correnti metallici è opportuno aggiungere anche delle piastre di rinforzo come quelle già viste in precedenza avvitate alle ultime travi di legno contro le spinte non ortogonali che nascono in queste zone d'angolo quando si getta il calcestruzzo.

Per rendere più stabile tutto il cassero e farlo collaborare con la pila già realizzata, lo si ancora all'ultimo concio gettato con lo stratagemma di Figura 214: ai correnti principali del lato inclinato del cassero (quello relativo alla faccia del pulvino vista in direzione trasversale) si salda una prolunga, nella quale si inserisce un dispositivo di ancoraggio simile a quello visto per il sistema CS240L costituito da una grossa barra ancorante passante che si innesta nella pila tramite un cono e un tubo di protezione in PVC ed un dado esagonale saldato assieme alla contropiastra terminale (predisposti nella precedente fase lavorativa); il tutto viene fissato alla cassaforma tramite due correnti orizzontali su cui si fanno agire le piastre articolate di ancoraggio.

La prolunga in questione viene sfruttata inoltre come attacco per una cerniera sulla quale collegare dei lunghi correnti d'acciaio appoggiati sulla piattaforma di lavoro orizzontale che sono utilizzati per impernarci i puntelli necessari per sostenere la struttura, che in questo caso saranno di tipo speciale poiché devono portare un notevole carico dato dal getto sovrastante e anche dal peso del cassero stesso.

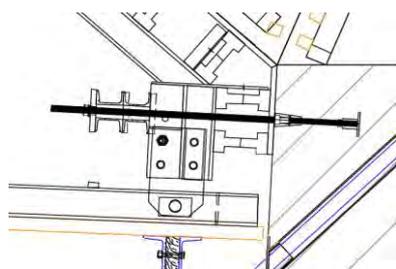


Figura 214. Dettaglio inferiore del cassero con ancoraggio alla pila



Per movimentare tutta questa attrezzatura, per sollevarla e metterla in posizione attraverso l'utilizzo della gru, si dispongono nelle pareti più inclinate, bullonandole ai correnti di orditura primaria della cassaforma, altri correnti orizzontali sui quali si saldano dei piatti forati per permettere l'aggancio delle catene di movimentazione (Figura 215).

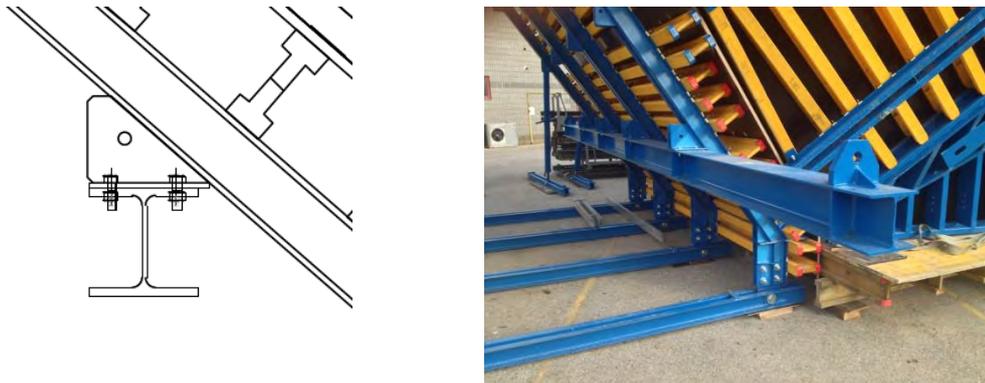


Figura 215. Correnti per la movimentazione del cassero

Per le mensole di getto necessarie per disporre i ferri di armatura e per controllare ogni singola fase dei lavori bisogna creare dei pezzi speciali ad hoc da bullonare alla struttura principale della cassaforma e sui quali poi fissare con staffe opportune le travi e i tavoloni di legno di camminamento; questo perché, data l'eccezionalità della forma del cassero, le classiche mensole prefabbricate non riescono ad adattarsi ad un simile contesto.

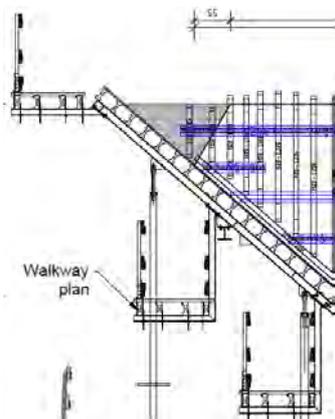


Figura 216. Dettaglio mensole di getto



Figura 217. Esempio mensola di getto



Figura 218. Staffe di fissaggio del piano

Tutti questi dettagli fanno sì che il layout finale del cassero per il getto dei pulvini sia simile a quanto rappresentato nelle figure seguenti:



Figura 219. Esempio di cassero a trave per il getto di un pulvino

Per poter lavorare facilmente, sono necessarie anche delle comode e funzionali piattaforme di lavoro. Per operare sulle facce del pulvino viste in direzione longitudinale (non essendoci mensole apposite) si allarga letteralmente la cassaforma, ossia si allungano le pareti in direzione trasversale e le si fanno venire fuori, in modo tale da creare delle specie di passerelle inclinate dotate di parapetti e gradini in legno per una più semplice risalita e movimentazione sul cassero (Figura 220).

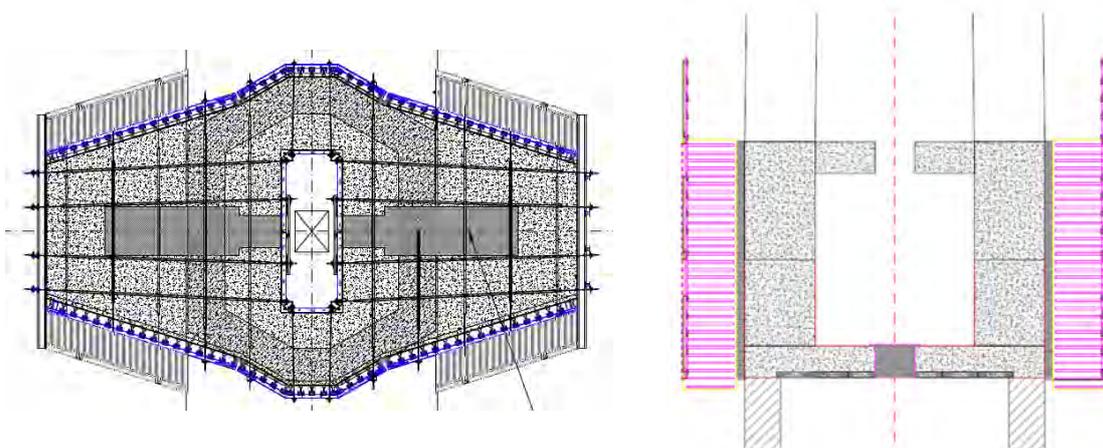


Figura 220. Camminamento di lavoro realizzato tramite allargamento del cassero

Alla base, invece, si collocano delle classiche piattaforme poggianti tutte su mensole di rampata di tipo HSB dotate di sottoponte (Figura 221).

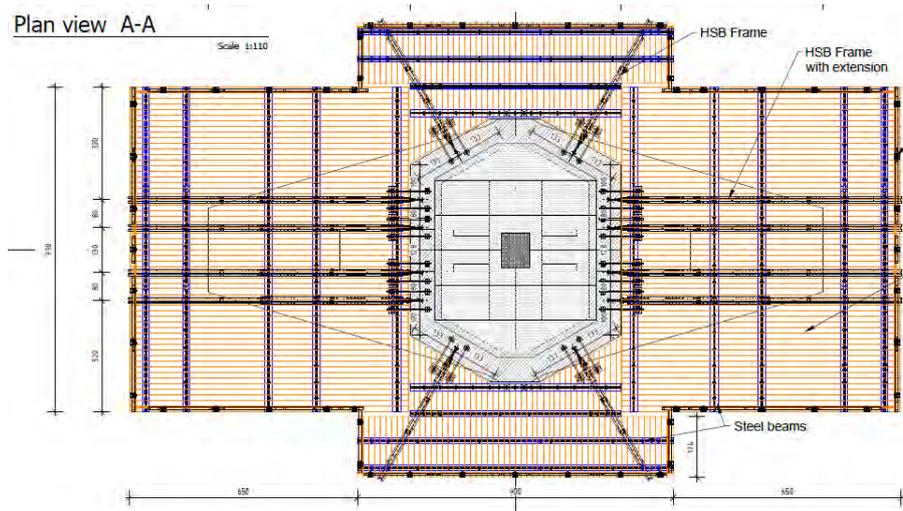


Figura 221. Piattaforme di lavoro per getto dei pilvini

Appare chiaro adesso il perché non si è utilizzato questo sistema fin dall'inizio: perché comunque, con l'inizio della costruzione del pulvino, in direzione longitudinale si sarebbe dovuto intervenire su queste attrezzature per aggiungerci le prolunghe, in quanto la piattaforma deve essere maggiore della proiezione del pulvino su di essa. In più, sempre nella stessa direzione, se ne usano 4 di queste mensole e non solo 2 perché devono sostenere un carico molto maggiore dato dalla porzione di pulvino aggettante sopra di esse.

Il sistema HSB (Figura 222) verrà brevemente illustrato a breve, con anche particolare attenzione al sistema di ancoraggio studiato per questo tipo particolare di attrezzature e sistema.



Figura 222. Mensole di rampata HSB con sottoponte

La complessa conformazione interna di questi componenti della struttura complessiva del Mersey Gateway Bridge (si veda a tal proposito il dettaglio di Figura 169) costringe a gettare i pulvini Nord e Sud in quattro fasi successive, ciascuna caratterizzata dall'utilizzo di tecniche costruttive peculiari.

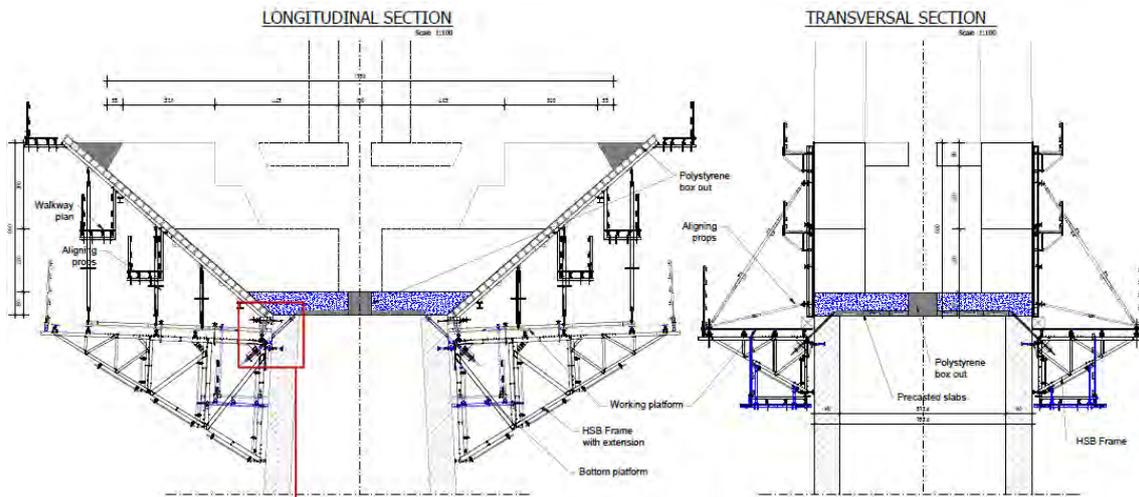


Figura 223. Getto dei pulvini Sud e Nord: Fase 1

Fase 1. Si getta lo zoccolo inferiore del pulvino. Per sostenere il calcestruzzo fresco si predispongono sul fondo delle lastre Predalles prefabbricate (*Precasted slabs*), mentre per creare il passo d'uomo di accesso e collegamento tra interno della pila ed interno del pulvino si utilizza un negativo di polistirolo (*Polystyrene box out*);

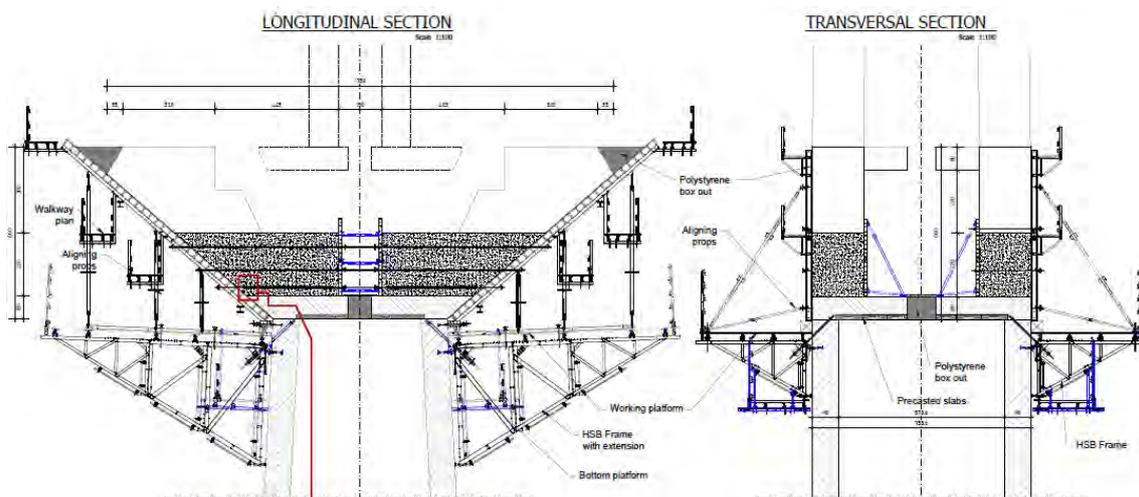


Figura 224. Getto dei pulvini Sud e Nord: Fase 2

Fase 2. Proseguendo con il getto del corpo centrale dei pulvini, è necessario far sì che non si ostruiscano i corridoi di ispezione previsti in fase di progetto. In questa fase, allora, si utilizzano dei casseri a telaio verticali che, unitamente al cassero a trave esterno già descritto, delimitano la geometria da gettare. Per tenerli in posizione, in direzione trasversale si utilizzano dei classici puntelli di piombatura, mentre in direzione longitudinale, dato lo spazio esiguo, si utilizzano degli sbadacchi orizzontali di contrasto. Per resistere alla pressione del calcestruzzo fresco, invece, dato che per la direzione longitudinale non esistono barre ancoranti così lunghe, si applica lo stratagemma di usare delle barre ancoranti corte che vengono avvitate a dei dadi esagonali a perdere saldati ai ferri di armatura del pulvino (vedi dettaglio di Figura 225). In questo modo, si ottiene un sistema efficace, facile da usare e, grazie anche al tubo in PVC che viene

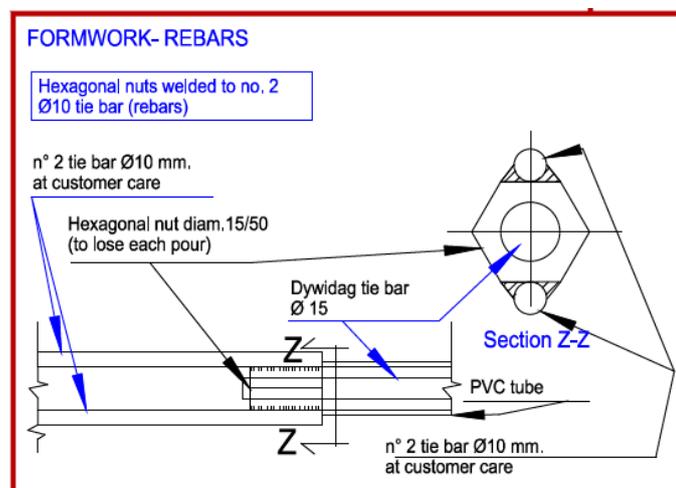


Figura 225. Dettaglio giunzione barre ancoranti ai ferri d'armatura

lasciato nel getto, da estrarre. Inoltre, per evitare di calpestarlo e danneggiarlo, il negativo in polistirolo per il passo d'uomo viene coperto da tavole di legno;

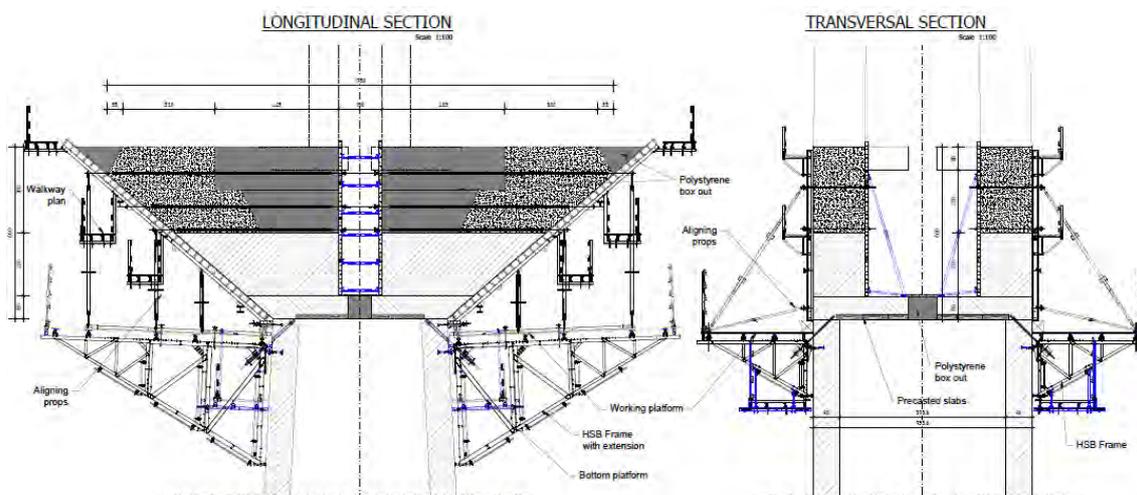


Figura 226. Getto dei pulvini Sud e Nord: Fase 3

Fase 3. Proseguendo nella costruzione, in questa fase si adottano gli stessi accorgimenti costruttivi della fase precedente. Unica cosa in più da dover fare è quella di utilizzare ingenti blocchi e negativi di polistirolo conformati opportunamente per dare la forma desiderata al pulvino stesso e ai corridoi interni di ispezione e manutenzione;

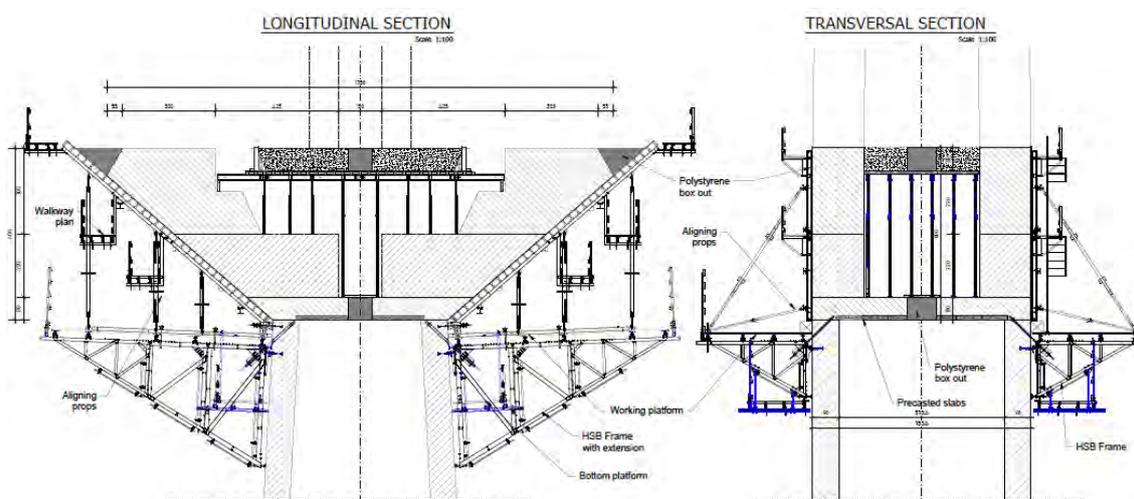


Figura 227. Getto dei pulvini Sud e Nord: Fase 4

Fase 4. Per gettare infine il solettone superiore di chiusura dei pulvini si utilizza una classica cassaforma a puntelli e tavolo orizzontale di legno sostenuto da una doppia orditura di travi in legno. Per delimitare verticalmente la copertura vengono posizionati dei moraletti verticali ancorati alla cassaforma e fermati da un registro al piede. Per dare la geometria predefinita si preparano dei compensi in legno opportuni posizionati dove necessario. Infine, per formare il passo d'uomo di accesso all'impalcato sovrastante, si utilizza anche in questo caso un negativo di polistirolo.

Nel caso invece della realizzazione del pulvino Centrale del Mersey Gateway Bridge, la cui struttura è molto diversa (si veda la Figura 168), basta operare soltanto in due fasi di lavoro distinte successive, come evidenziato in Figura 228. Infatti, vista la forma molto più semplice degli spazi interni di ispezione, dopo aver gettato lo zoccolo inferiore con le medesime tecniche degli altri due pulvini, basta predisporre un grande negativo di polistirolo dove necessario per realizzare la restante parte del componente in questione.

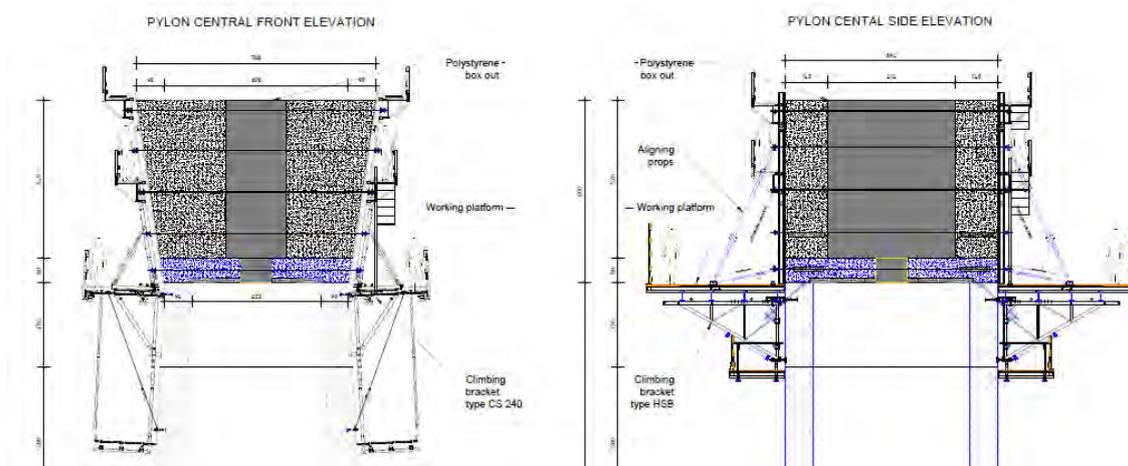


Figura 228. Getto del pulvino Centrale: Fasi realizzative

Ultima nota da sottolineare è quella per cui, dato il poco aggetto di questo pulvino e quindi il mino spazio necessario, per velocizzare le operazioni ed evitare inutili cambi di attrezzatura, per il solo pulvino Centrale in direzione longitudinale è possibile continuare ad utilizzare come sistema di rampata le mensole di tipo CS240L provenienti dalla costruzione della corrispondente pila.

4.2.2.1 Descrizione dell'attrezzatura di tipo HSB

L'uso dell'attrezzatura di tipo HSB come sistema di rampata è un'applicazione abbastanza recente ed innovativa; infatti il suo scopo principale è quello di fungere da puntellazione di sostegno e contrasto per la realizzazione di pareti che necessitano di casseforme monofaccia.

Con le puntellazioni di sostegno si possono casserare pareti monofaccia fino ad un'altezza di 8,60 m. Grazie ai telai 325 (Figura 229) e 500 (Figura 230) e ai telai di prolunga HSB 200 (Figura 231) e 200/2 (Figura 232), il sistema offre una soluzione ottimale per pareti di qualsiasi altezza. Non sussistono problemi fino a pressioni del calcestruzzo pari a 60 KN/m^2 . L'interasse dei telai viene semplicemente adattato all'altezza della parete desiderata e alla pressione del calcestruzzo. Grazie al doppio profilo perpendicolare a U delle puntellazioni di sostegno, è possibile collegare qualsiasi sistema di casseforme, mentre con gli alberi di base incorporati si ottiene la regolazione fine della cassaforma.

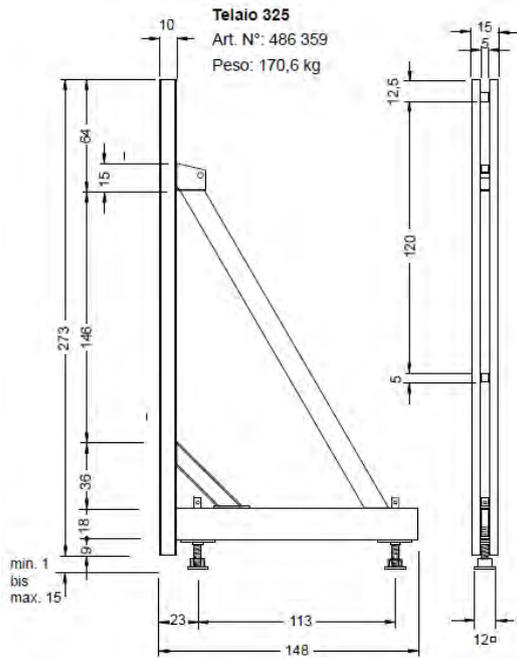


Figura 229. Telaio HSB 325

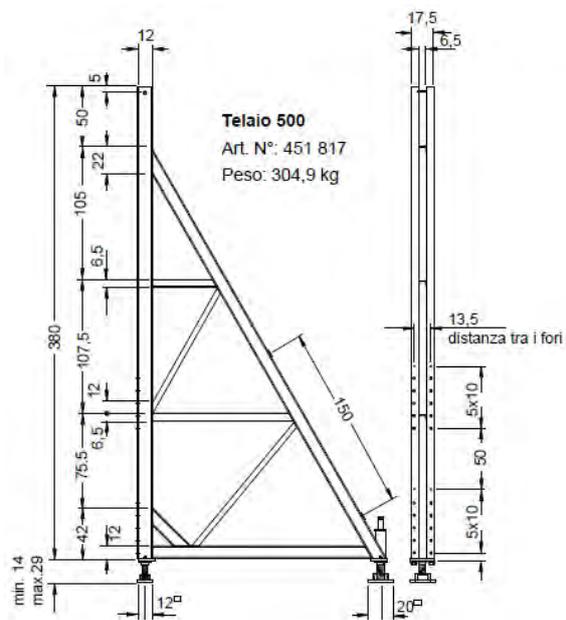


Figura 230. Telaio HSB 500

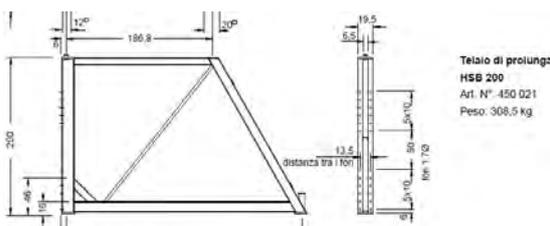


Figura 231. Telaio di prolunga HSB 200

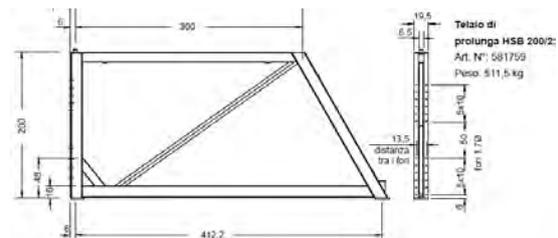


Figura 232. Telaio di prolunga HSB 200/2

Con il telaio 325 si possono gettare pareti con un'altezza massima pari a 3,25 m, mentre con il telaio 500 viene utilizzato per casseforme monofaccia per pareti con altezza massima pari a 5 m; con il telaio di prolunga HSB 200 montato si può raggiungere

un'altezza di getto ammissibile fino a 6,60 m (Figura 233). In questo caso occorre montare gli alberi di base del telaio 500 sulla prolunga HSB 200.

Il telaio di prolunga 200/2, inoltre, offre la possibilità di realizzare, insieme al telaio 500 e al telaio di

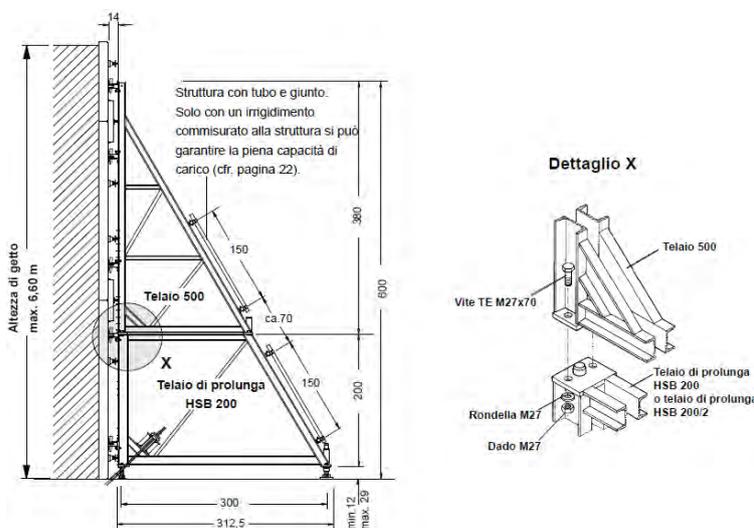


Figura 233. Telaio 500 con telaio di prolunga 200

prolunga 200, una struttura di sostegno per le pareti monofaccia fino ad un'altezza massima di 8,60 m (Figura 234). In questo caso, gli alberi del telaio 500 vengono montati sul telaio di prolunga inferiore 200/2.

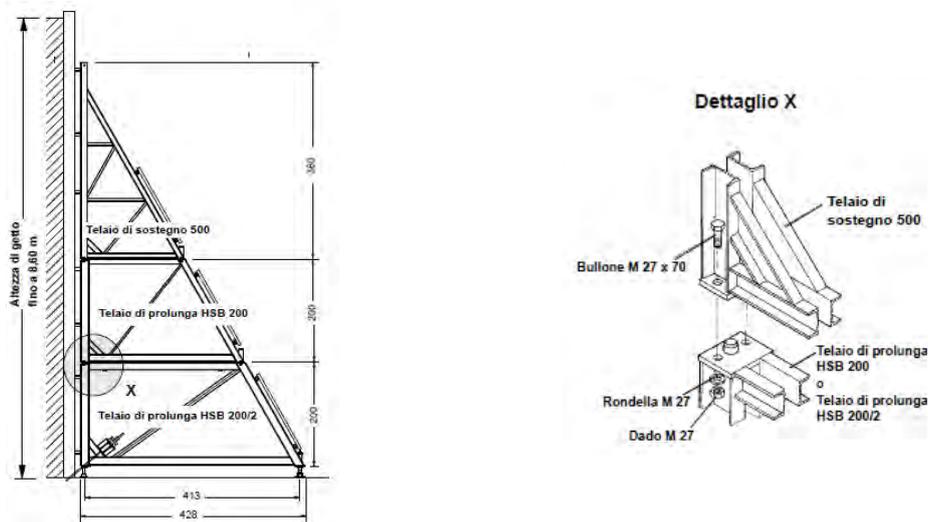


Figura 234. Telaio 500 con telai di prolunga 200 e 200/2

È anche importante provvedere al rinforzo tridimensionale della struttura di sostegno utilizzando un numero sufficiente di giunti e tubi.

L'ancoraggio del telaio di sostegno avviene attraverso il corrente di ancoraggio HSB alto 24 cm e lungo 75 cm il quale, tramite due barre ancoranti, devia i carichi di trazione risultanti nell'ancoraggio affogato nel calcestruzzo (Figura 235). Il corrente viene posizionato in modo scorrevole sul telaio. Utilizzando i supporti di ancoraggio HSB, viene garantita la perfetta deviazione dei carichi in caso di ancoraggi con inclinazione compresa tra 35° e 55° . Anche i supporti di ancoraggio HSB possono essere posizionati in modo scorrevole sul corrente di ancoraggio. Ne occorrono 2 per ogni telaio di sostegno.

L'ancoraggio incorporato nel getto viene scelto in base ai carichi presenti. Esistono 3 possibili sistemi di ancoraggio differenti, a seconda del diametro delle barre ancoranti utilizzate. I componenti di ancoraggio scelti vengono inseriti nell'armatura in modo che non si possano muovere. Vengono orientati in base alla dimensione della proiezione C, alla distanza del telaio di sostegno e all'inclinazione della parte sporgente (Figura 236).

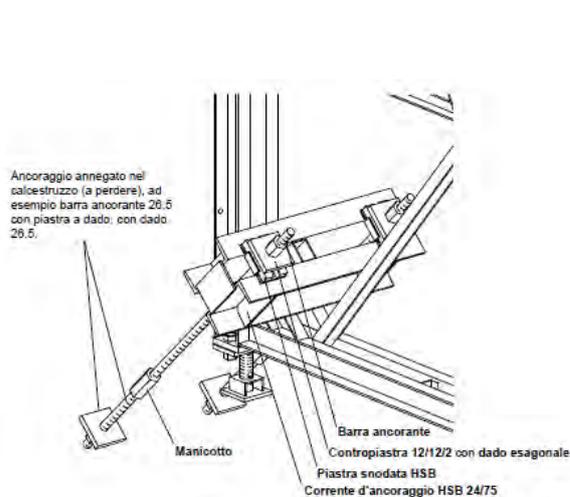


Figura 235. Ancoraggio per telaio 500 e prolunghe

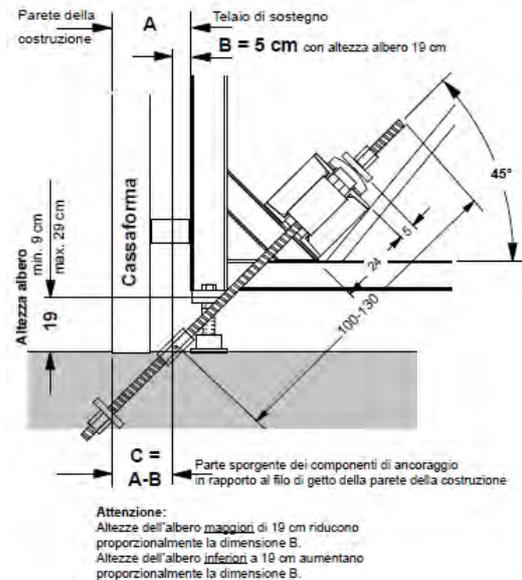


Figura 236. Dati dimensionanti dell'ancoraggio

Come illustrato, i componenti di ancoraggio da annegare nel calcestruzzo possono essere barre sagomate o barre ancoranti con piastra di ancoraggio avvitata.

Se questa attrezzatura viene utilizzata come sistema di rampata, come nel caso del Mersey Gateway Bridge, bisogna necessariamente studiare un tipo di ancoraggio apposito, come quello rappresentato in dettaglio in Figura 237.

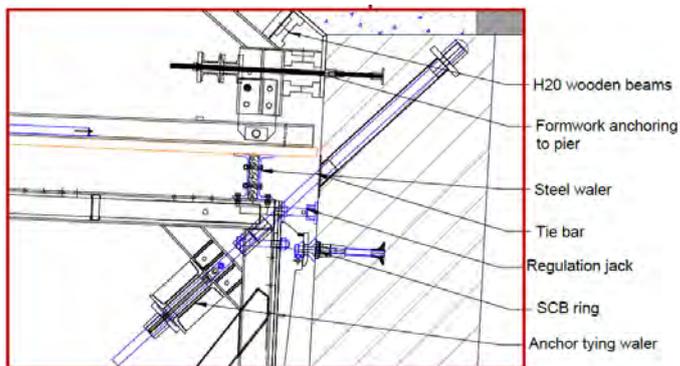


Figura 237. Dettaglio dell'ancoraggio del sistema di rampata HSB

All'interno dei correnti di ancoraggio HSB (*Anchor tying waler*) si inseriscono due barre ancoranti speciali DW36 (*Tie bar*) del diametro $\phi = 36 \text{ mm}$, molto grosso poiché soggetto ad elevatissime forze di trazione, passanti in un tubo di PVC per permetterne l'estrazione e terminanti con una contropiastra 20x22 cm e spessa 1 cm ed un dado esagonale per fornire resistenza al punzonamento. Gli alberi di base (*Regulation jack*)

fungono da distanziatori di regolazione per permettere al pezzo di incastro speciale aggiunto al telaio di infilarsi perfettamente nell'ancoraggio vero e proprio, molto simile a quello visto per il sistema di rampata CS240L, costituito da un rocchetto speciale pesante e costoso (Figura 238), da una barra ancorante inguainata in un cono (*SCB ring*, Figura 239) e un tubo in PVC, e da una contropiastra di contrasto (Figura 240).



Figura 238. Rocchetto HSB



Figura 239. Cono in PVC e barra ancorante



Figura 240. Contropiastra

Tutta l'attrezzatura di tipo HSB si movimentata in cantiere tramite l'impiego di una gru e per mezzo di ganci di traslazione appositi.

Le forze prodotte dal getto di calcestruzzo vengono deviate sulla struttura tramite il telaio. Ciò avviene attraverso l'ancoraggio di trazione affogato nel calcestruzzo anteriormente alla base della cassaforma e attraverso gli alberi di base anteriore e posteriore del telaio. Per tale motivo occorre in primo luogo verificare se le strutture, ad esempio le fondazioni o la platea, sono in grado di assorbire tali forze. Anche il lato opposto della cassaforma monofaccia (la costruzione esistente o l'avancorpo) deve essere in grado di assorbire la pressione del calcestruzzo (a questo proposito si vedano i dati di carico nell'Allegato C della presente tesi, riportanti le forze di reazione sugli ancoraggi e sugli alberi di base e l'interasse tra i telai in funzione di più fattori). A seconda dei valori calcolati occorre scegliere l'ancoraggio a perdere più idoneo alla risultante di carico, il quale deve essere posizionato nel modo più esatto possibile durante il getto della platea o di qualsiasi altra struttura.

4.2.2.2 Descrizione del cassero a telaio

La cassaforma a telaio è un sistema a telaio appunto e pannelli che si basa su un robusto telaio in acciaio con profili cavi zincati a caldo per conferire un'alta resistenza e su un

solido multistrato di rivestimento di 14 mm di spessore, rivestito da un film plastico/fenolico per ottenere un'ottima qualità del getto a faccia vista, integrato nella struttura del telaio. È un sistema facile da maneggiare senza l'ausilio di una gru se movimentato in pannelli singoli con larghezza massima di 90 cm; il mezzo meccanico diventa invece necessario se questa attrezzatura viene spostata come unità di grande superficie formata da più pannelli congiunti, che però non necessitano del ricorso ad irrigidimenti ausiliari. Sono disponibili, infatti, 30 dimensioni di pannelli a telaio, con altezza minima di 1,20 m e massima di 3 m e larghezza minima di 30 cm e massima di 2,4 m, per conferire a questo sistema la massima versatilità per le geometrie più varie.

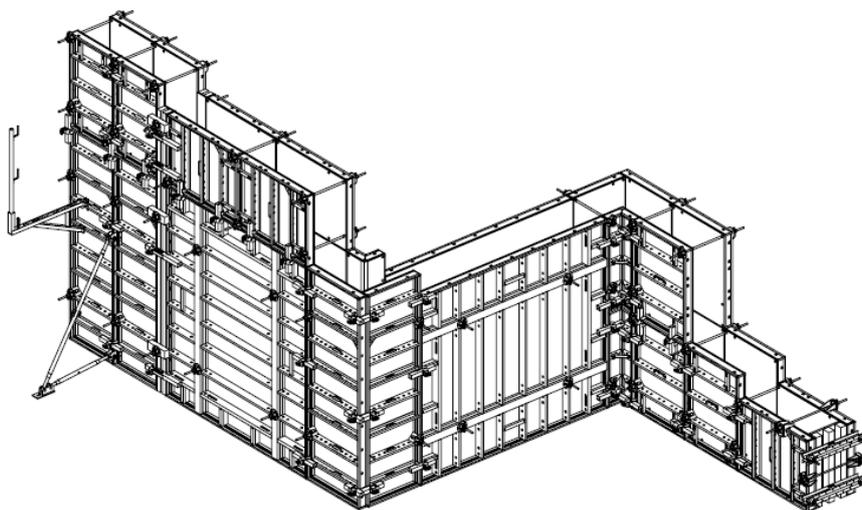


Figura 241. Panoramica di una cassaforma a telaio

La panoramica fornisce un'idea delle molteplici combinazioni possibili che tale sistema permette di eseguire; è infatti ideale per realizzare strutture che vanno dalle fondazioni a costruzioni fino a 6 m di altezza.

Il telaio risulta altamente irrigidito grazie al suo spessore di 12 cm, ai robusti profili ed ai rinforzi degli angoli, ed è in grado di resistere a pressioni del calcestruzzo fresco fino a 60 KN/m^2 , che sale ad 80 KN/m^2 se si usano i pannelli per le grandi superfici spessi 14 cm; tale pressione massima cala invece a 55 KN/m^2 se i pannelli vengono usati in sovrapposizione e a 50 KN/m^2 se vengono usati per altre applicazioni, per rispettare i limiti massimi di deflessione imposti dalla norma tedesca "*DIN 18202, Toleranzen im Hochbau a Bauwerke*"¹⁶ (Tabella 3, Riga 6), riferiti al più ampio settore d'ancoraggio.

¹⁶ In italiano: "DIN 18202, Tolleranze per gli edifici e la loro costruzione".

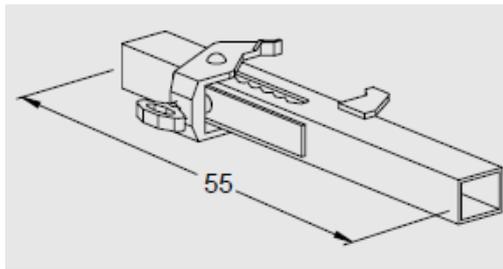


Figura 242. Allineatore di compenso

Il collegamento dei pannelli, in posizione verticale, orizzontale o sovrapposta, avviene per mezzo dell'allineatore o dell'allineatore di compenso (Figura 242), che permette di coprire compensazioni longitudinali fino a 15 cm. Con una sola operazione per mezzo della

vite asolata resistente alle vibrazioni e del gancio scorrevole, si rendono le linee di fuga assolutamente impermeabili ed i pannelli perfettamente allineati.

Gli angoli esterni di pareti si possono armare con l'ausilio dei pannelli a telaio standard e l'allineatore d'angolo (Figura 243), che permette inoltre di impiegare dei montanti di compenso in legno aventi larghezza da 4 a 6 cm (Figure 244 e 245); ciò permette l'armo di pareti con spessore di 24 o 36 cm. La cassaforma esterna dell'angolo così realizzata è resistente alle sollecitazioni che si originano in corrispondenza dell'angolo.

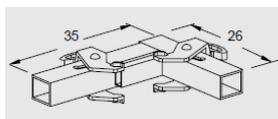


Figura 243. Allineatore d'angolo

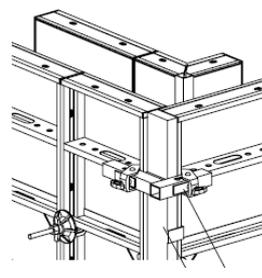
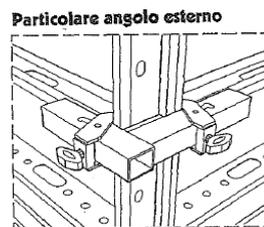


Figura 244. Esempio compenso d'angolo (1)

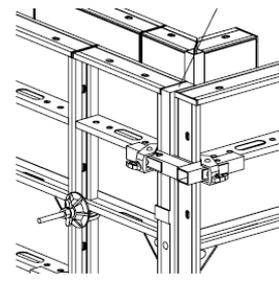


Figura 245. Esempio compenso d'angolo (2)

L'elemento a telaio interno dell'angolo, con lati di 30 cm (Figura 246), viene assicurato da contrasti specifici per angoli retti. Il disarmo della cassaforma dell'angolo avviene disinnestando i contrasti, affinché si possa procedere alla rimozione della stessa, grazie al gioco di regolazione di 2° dell'elemento a telaio ad angolo. Per mezzo dei relativi montanti di compenso è possibile adattare la cassaforma ai diversi spessori parete.

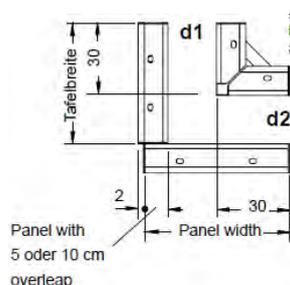


Figura 246. Dimensioni angolo interno

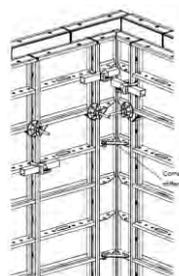


Figura 247. Angolo interno

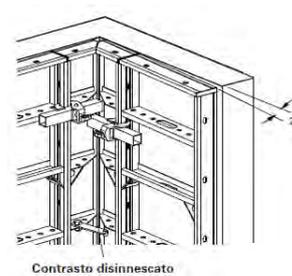


Figura 248. Angolo interno disarmato

Per armare e disarmare in modo ancora più semplice una cassaforma interna (ad esempio per vani scala/ascensore) si possono usare elementi d'angolo a disarmo rapido (Figura 249). La cassaforma con angoli che consentono il disarmo rapido, dopo la fase di getto, si stacca completamente dal calcestruzzo e viene sollevata con un solo tiro di gru. L'angolo di disarmo rapido ha un gioco di registrazione pari a 3 cm, una lunghezza per lato di 30 cm e può essere sormontato da altri elementi d'angolo senza l'ausilio di ulteriori irrigidimenti.

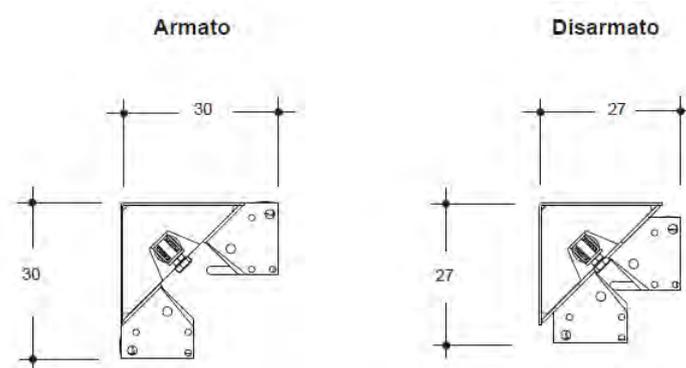


Figura 249. Angolo di disarmo rapido

Realizzare casseforme a telaio con angoli ottusi o acuti non è un problema, grazie all'impiego degli elementi ad angolo articolati (alcuni esempi in Figura 250).

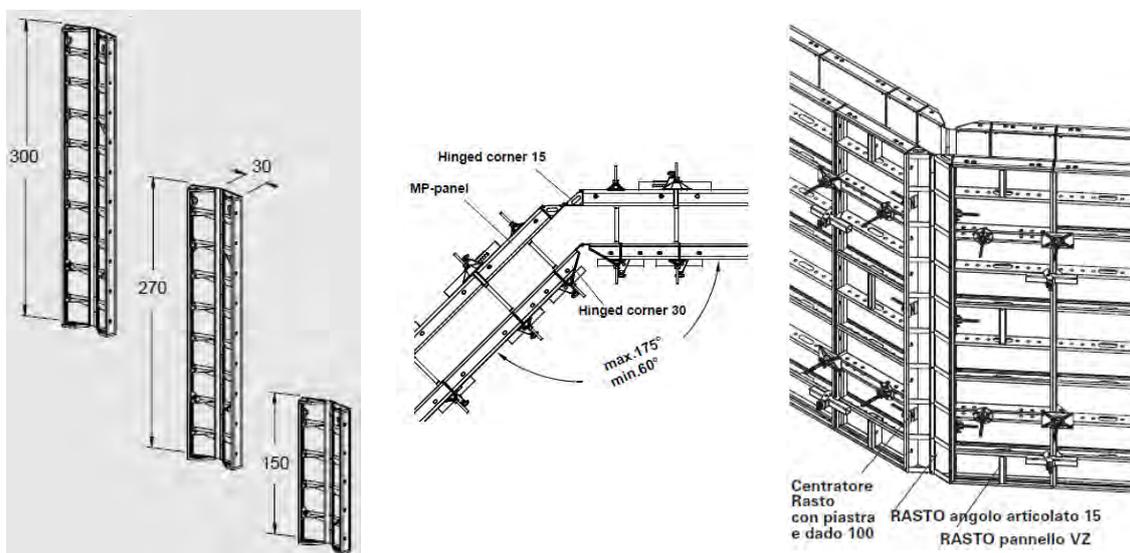


Figura 250. Esempi di angoli articolati

La compensazione longitudinale fino a 15 cm viene realizzata con materiale di cantiere e per tavole con montanti di compenso, altrimenti si usano normali travetti da cantiere

8/10 o 10/10 e con pannello multistrato di 21 mm di spessore tagliato su misura; si crea una chiusura resistente a trazione e compressione, con tenuta ed allineamento.

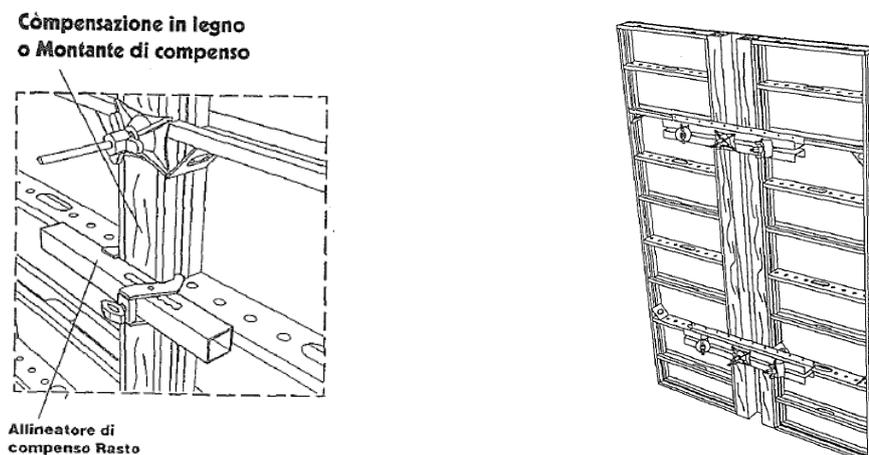


Figura 251. Compensazioni longitudinali

L'ancoraggio della cassaforma a telaio avviene tramite dei fori rinforzati nel pannello a

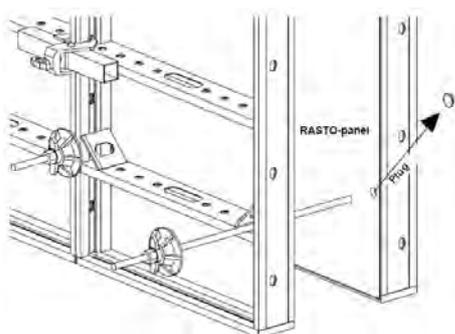


Figura 252. Ancoraggio

telaio e nel multistrato di rivestimento. Un profilo di irrigidimento in prossimità degli ancoraggi garantisce un perfetto appoggio delle piastre d'ancoraggio. Ogni ancoraggio agisce contemporaneamente anche sul pannello attiguo. Questi fori hanno un gioco tale da consentire l'armo di pareti coniche con inclinazione di 5° per lato senza l'ausilio di accorgimenti particolari.

Anche questo tipo di cassaforma deve essere dotata di mensole di servizio e puntelli di piombatura; in particolare, questi ultimi servono per la messa in armo della cassaforma e per l'assorbimento del carico del vento.

4.2.2.3 Descrizione del cassero per solai a tavoli e travi di legno

La cassaforma per il getto di solai è costituita da travi in legno con cui è possibile realizzare senza difficoltà qualsiasi tipo di carpenteria di solaio conformandosi a qualunque planimetria, di qualsiasi dimensione e spessore, e non ha problemi in presenza di specifici vincoli dovuti alla modularità del reticolo rispetto ad altri sistemi a trave. Ogni singolo componente della cassaforma offre differenti soluzioni ideali;

inoltre tutte le caratteristiche prestazionali delle travi in legno, dei puntelli e del pannello di rivestimento sono armonizzate tra loro tanto da costituire una cassaforma funzionale. Non impone alcun metodo di impiego, al contrario, consente differenti alternative dei procedimenti costruttivi - una caratteristica che consente di ottenere vantaggi prestazionali e la massima efficienza in cantiere; più un sistema di cassaforma per solai è adattabile infatti, più grande è il vantaggio che ne conseguirà in termini di massimi reimpieghi, minimo fabbisogno di attrezzature e ottimi risultati. Questo sistema di cassaforma per solai, infatti, è adatto anche per altezze inferiori a 2,65 m e superiori a 4,50 m tra gli intradossi dei solai e per solai pieni in calcestruzzo armato di spessore maggiore a 30 cm. Se necessario, questo cassero si può dotare di parapetto anticaduta.

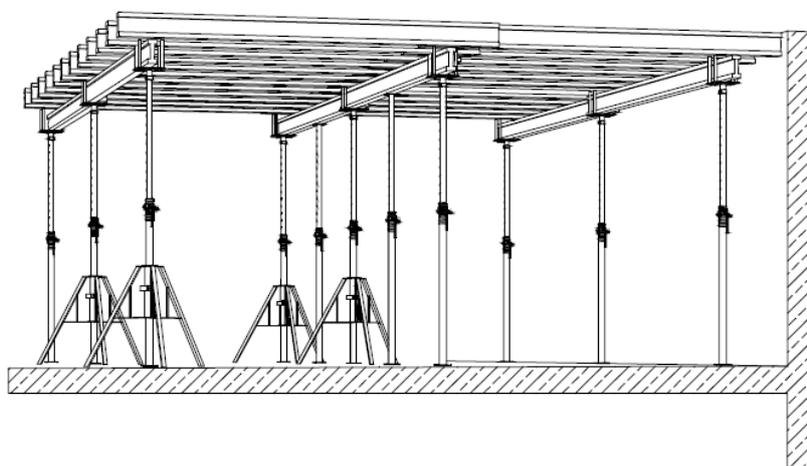


Figura 253. Panoramica di una cassaforma per solaio a tavoli e travi di legno

I maneggevoli e resistenti pannelli per queste casseforme sono composti da tre strati di legno saldamente incollati tra loro ed in grado di supportare efficacemente il carico in senso longitudinale e trasversale. Il trattamento in resina melamminica su entrambi i lati evita la penetrazione dell'umidità e garantisce ottime finiture superficiali del calcestruzzo. Lunga durata, elevata frequenza di impiego e semplicità di utilizzo garantiscono un ammortamento degli investimenti in attrezzature provvisionali in tempi rapidi.

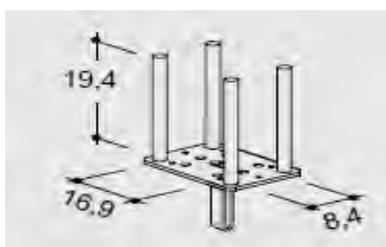


Figura 254. Testa d'appoggio

Le travi sono trattenute da teste d'appoggio inserite nei puntelli e fissate mediante un perno a molla. Secondo la posizione, la testa può accogliere una o due travi accostate.



Figura 255. Puntelli per casseri per solai

I puntelli sono in acciaio e garantiscono il massimo dell'efficienza e della versatilità. Sono costituiti da elementi telescopici in acciaio con sistema antisfilamento. Il dispositivo di regolazione ed abbassamento è di tipo rapido e consente di rendere meno faticose e più rapide le manovre di smontaggio. La doppia zincatura a caldo garantisce una protezione antiruggine di lunga durata, anche nei punti nascosti come boccole filettate, giunti interni saldati, ecc. Sono

dotati di dispositivi antischiacciamento, antisfilamento e di un fermaglio di sicurezza. Garantiscono quindi durabilità e risparmio di tempo.

Tutti questi puntelli sono conformi alla norma Europea "UNI EN 1065, Puntelli telescopici regolabili in acciaio - Specifiche di prodotto, progettazione e verifica attraverso calcoli e prove", e si possono classificare nelle classi D (portata max 20 KN) ed E (portata max 30 KN), resistenti alle sollecitazioni e non legate alle lunghezze di estensione; cinque tipi per classe, a lunghezza d'estensione variabile fino a massimo 5,50 m o 4 m, coprono tutte le estensioni possibili. Il dimensionamento dei puntelli fa sì che risultino straordinariamente resistenti alle sollecitazioni, garantendo la corretta funzionalità nel tempo.

I dati statici dei puntelli utilizzabili per le casseforme per solai a tavoli e travi di legno, utili per il dimensionamento di questi casseri stessi, sono riportati e consultabili nell'Allegato E della presente tesi.

4.2.2.4 Dimensionamento del cassero per i solai dei pulvini del ponte

Lo spessore effettivo del solaio e la distanza scelta per la messa in opera delle travi di orditura secondaria, che dipende dal tipo e dalla dimensione del pannello di rivestimento da impiegare, determinano le distanze massime consentite tra le travi di orditura primaria. In base all'interasse tra le travi di orditura primaria e allo spessore del solaio si ottengono quindi le distanze consentite tra i puntelli negli assi di campata.

Tutti i valori necessari per un impiego conveniente della cassaforma per solai si possono determinare rapidamente e in modo preciso mediante le tabelle e i grafici che seguono.

In accordo alla già citata norma tedesca DIN 4421, i sistemi di cassaforma portanti progettati in modo standard non devono superare i seguenti valori:

- 5,0 m di altezza;
- 6,0 m di luce;
- $8,0 \text{ KN/m}^2$ di carico verticale uniformemente distribuito;
- $15,0 \text{ KN/m}$ di carico lineare uniformemente distribuito su travi e travetti.

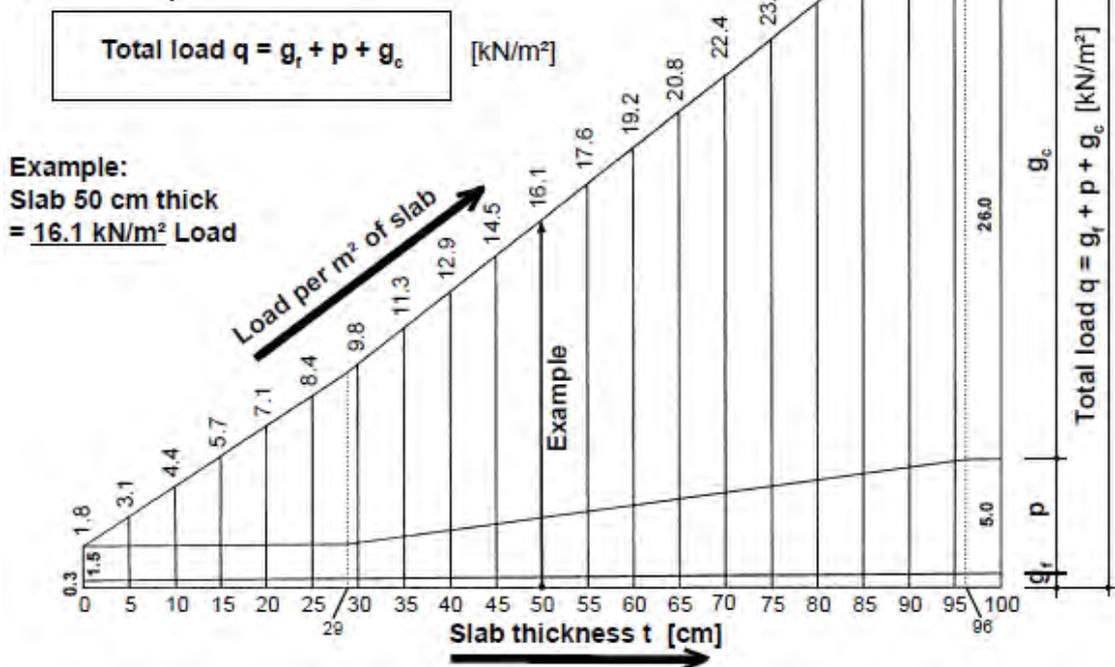
Con riferimento al disegno di Figura 227, se appare evidente che i primi due punti sono facilmente rispettabili, non si può dire altrettanto per gli altri due; bisogna infatti calcolare il carico effettivo agente sulla cassaforma per il getto del solettone superiore dei pulvini del Mersey Gateway Bridge.

Riferendosi sempre alla norma DIN 4421, il carico totale agente su questi tipi di casseri si può calcolare grazie alla formula e ricavare grazie al grafico riportati di seguito:

Load diagram

The following loads have been assumed in accordance with DIN 4421:

- g_c Fresh concrete weight = $t \text{ [m]} \times 26.0 \text{ kN/m}^3$
- p Substitute load (vertical) = $0.2 \times$ fresh concrete weight (at least 1.5 kN/m^2 , maximum 5.0 kN/m^2)
- g_f Formwork dead weight $0.3 \text{ to } 0.6 \text{ kN/m}^2$



Il carico totale agente q è quindi dato dalla somma di tre componenti, il peso del calcestruzzo fresco g_c (il cui peso specifico è pari a $\gamma_c = 26,0 \text{ KN/m}^3$), i carichi accidentali verticali p (assunti pari al 20% del peso del calcestruzzo fresco e compresi

tra $1,5 \text{ KN/m}^2$ e $5,0 \text{ KN/m}^2$) ed il peso proprio della cassaforma stessa g_f (compreso tra $0,3 \text{ KN/m}^2$ e $0,6 \text{ KN/m}^2$, ma a favore di sicurezza assunto sempre pari al massimo tra i due valori).

Sapendo quindi che, nel caso in esame, il solaio ha uno spessore $t = 0,8 \text{ m}$, si ha $g_c = 20,8 \text{ KN/m}^2$, $p = 4,16 \text{ KN/m}^2$ e $g_f = 0,6 \text{ KN/m}^2$. Essendo però in fase di progetto, applicando il coefficiente di sicurezza $\gamma_1 = 1,3$ ai carichi permanenti g_c e g_f e il coefficiente di sicurezza $\gamma_2 = 1,5$ al carico accidentale p per eseguire le verifiche agli SLU riportati nel paragrafo 2.6 "Azioni nelle verifiche agli Stati Limite" delle *Norme Tecniche per le Costruzioni D.M. 14 Gennaio 2008*, si calcola come carico totale agente di progetto, utilizzando la combinazione di carico propria delle verifiche agli SLU, il valore $q = 1,3 \cdot 20,8 + 1,5 \cdot 4,16 + 1,3 \cdot 0,6 = 34,06 \text{ KN/m}^2$.

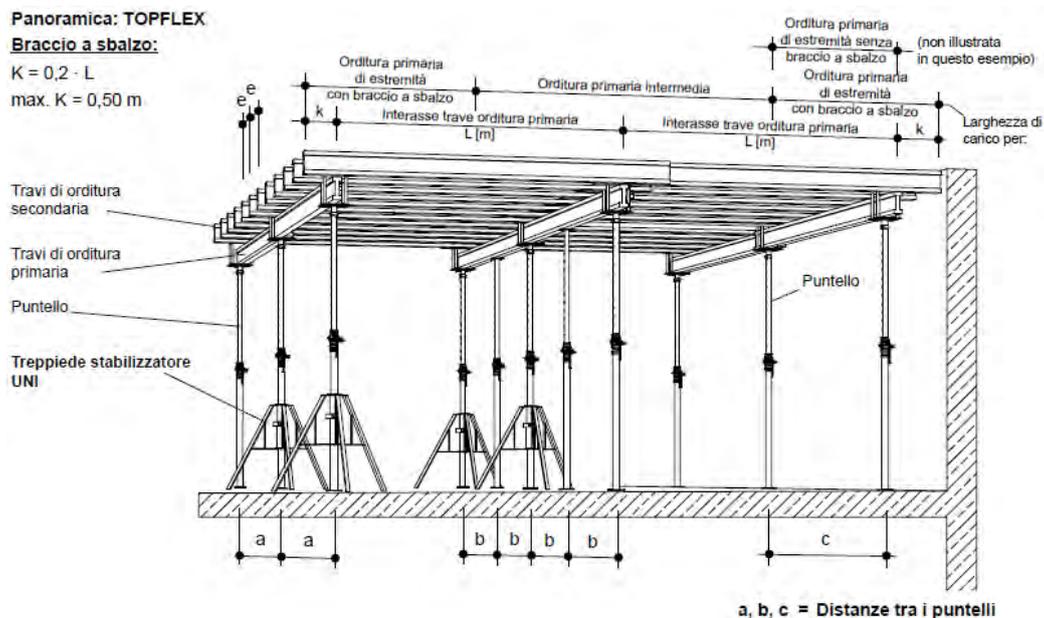


Figura 256. Panoramica di un cassero per solaio con dati da calcolare

In base allo spessore del solettone t , dalla Tabella II si ricava l'interasse "e" tra le travi di orditura secondaria; utilizzando pannelli tristrato come descritto in precedenza, sapendo

che $t = 80 \text{ cm}$, si impone come valore per l'interasse $e = 50 \text{ cm}$. In questo modo, la freccia che si verrà a creare sul pannello di rivestimento e quindi sul getto

Tabella II

Interasse tra le travi di orditura secondaria [cm]	Max. spessore del solaio [cm] Pannello 3 S
75,0	24
66,7	34
62,5	42
50,0	82

finale viene limitata al valore massimo di $L/500$, dove L è l'interasse tra le travi di orditura primaria.

Ora, tenendo presente lo spessore del solettone e l'interasse appena determinato, consultando la Tabella III sotto riportata si potrebbe ricavare l'interasse massimo L tra le travi di orditura primaria.

Tabella III
Dimensionamento di una cassaforma a travi per solaio

Spessore del solaio [cm]	①		②					③										
	Carico CLS e cassero [kN/m ²]	Carico complessivo (*) [kN/m ²]	Interasse e [m] tra travi di orditura secondaria (tenendo conto di pagina 21)					Interasse scelto tra travi di orditura primaria e/o larghezza di carico L [m]										
			0,40	0,50	0,63	0,67	0,75	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00	2,25	2,50	3,00	3,50	4,00	4,50
			Luce consentita delle travi di orditura secondaria = max. interasse tra travi di orditura primaria; L consentita [m]					Distanza consentita tra i puntelli, sotto le travi di orditura primaria [m] (a, b o c secondo pagina 21)										
10	2,75	4,25	4,12	3,82	3,55	3,47	3,34	3,07	2,74	2,50	2,32	2,17	2,05	1,94	1,73	1,48	1,29	1,15
12	3,25	4,75	3,90	3,62	3,36	3,29	3,16	2,90	2,60	2,37	2,19	2,05	1,93	1,84	1,54	1,32	1,16	1,03
14	3,75	5,25	3,72	3,45	3,20	3,13	3,01	2,76	2,47	2,25	2,09	1,95	1,84	1,68	1,40	1,20	1,05	0,93
16	4,25	5,75	3,56	3,31	3,07	3,00	2,89	2,64	2,36	2,15	1,99	1,87	1,70	1,53	1,28	1,09	0,96	0,85
18	4,75	6,25	3,43	3,19	2,96	2,90	2,78	2,53	2,26	2,07	1,91	1,76	1,56	1,41	1,17	1,01	0,88	0,78
20	5,25	6,75	3,32	3,08	2,86	2,80	2,69	2,43	2,18	1,99	1,84	1,63	1,45	1,30	1,09	0,93	0,81	0,72
22	5,75	7,25	3,22	2,99	2,78	2,72	2,61	2,35	2,10	1,92	1,73	1,52	1,35	1,21	1,01	0,87	0,76	0,67
24	6,25	7,75	3,13	2,91	2,70	2,64	2,54	2,27	2,03	1,85	1,62	1,42	1,26	1,14	0,95	0,81	0,71	0,63
26	6,75	8,25	3,05	2,84	2,63	2,58	2,48	2,20	1,97	1,78	1,52	1,33	1,19	1,07	0,89	0,78	0,67	0,59
28	7,25	8,75	2,99	2,77	2,57	2,51	2,42	2,14	1,91	1,68	1,44	1,26	1,12	1,01	0,84	0,72	0,63	0,56
30	7,75	9,25	2,92	2,71	2,51	2,46	2,37	2,08	1,86	1,59	1,36	1,19	1,06	0,95	0,79	0,68	0,59	0,53
35	9,00	10,63	2,77	2,58	2,39	2,34	2,24	1,94	1,66	1,38	1,18	1,04	0,92	0,83	0,69	0,59	0,52	0,46
40	10,25	12,00	2,68	2,47	2,29	2,24	2,11	1,83	1,47	1,22	1,05	0,92	0,81	0,73	0,61	0,52	0,46	0,41
45	11,50	13,38	2,58	2,37	2,19	2,12	2,00	1,64	1,32	1,10	0,94	0,82	0,73	0,66	0,55	0,47	0,41	0,37
50	12,75	14,75	2,47	2,29	2,08	2,02	1,90	1,49	1,19	0,99	0,85	0,75	0,66	0,60	0,50	0,43	0,37	0,33

Poiché però, nella tabella in questione, lo spessore del solaio massimo considerato è 50 cm, questo strumento non è d'aiuto nel caso in esame, per cui bisogna procedere per via alternativa; si stabiliscono a priori quindi gli interassi tra le travi di orditura primaria e i vari puntelli, ed in base alle aree di influenza così determinate si individuano i tipi di puntelli da posizionare per sostenere l'intera struttura provvisoria.

Secondo la disposizione di Figura 227, si ha:

- come sbalzi in direzione longitudinale $k_L = 18 \text{ cm}$ e in direzione trasversale $k_T = 15 \text{ cm}$;
- come interasse tra travi di orditura primaria in direzione trasversale $L = 74 \text{ cm}$;
- come distanza tra i puntelli in direzione longitudinale $a = 90 \text{ cm}$ nella zona di minore estensione e $b = 124 \text{ cm}$ nella zona di maggiore estensione (per non sovrapporsi alle tavole di protezione del polistirolo per il passo d'uomo);
- una dimensione totale in pianta quindi del solettone pari a $7 \text{ m} \times 4 \text{ m}$.

Le aree di influenza per ogni puntello con estensione minore sono le seguenti:

- per i quattro d'angolo $A_1 = 52 \cdot 63 = 3276 \text{ cm}^2$;
- per quelli ai bordi in direzione longitudinale $A_2 = 52 \cdot 90 = 4680 \text{ cm}^2$;
- per quelli ai bordi in direzione trasversale $A_3 = 74 \cdot 63 = 4662 \text{ cm}^2$;
- per quelli centrali $A_4 = 74 \cdot 90 = 6660 \text{ cm}^2$.

Le aree di influenza per ogni puntello con estensione maggiore sono le seguenti:

- per quelli ai bordi $A_5 = 52 \cdot 107 = 5564 \text{ cm}^2$;
- per quelli centrali $A_6 = 74 \cdot 107 = 7918 \text{ cm}^2$.

Sapendo che $q = 34,06 \text{ KN/m}^2$, si calcolano le relative forze agenti su ciascun puntello: $P_1 = 11,16 \text{ KN}$, $P_2 = 15,94 \text{ KN}$, $P_3 = 15,88 \text{ KN}$, $P_4 = 22,68 \text{ KN}$, $P_5 = 18,95 \text{ KN}$, $P_6 = 26,97 \text{ KN}$.

Le estensioni che i puntelli devono essere in grado di raggiungere sono:

- quella minore $h_1 = 2,20 \text{ m} - 0,021 \text{ m} - 0,4 \text{ m} = 1,78 \text{ m}$;
- quella maggiore $h_2 = 4,40 \text{ m} - 0,021 \text{ m} - 0,4 \text{ m} = 3,98 \text{ m}$.

Poiché si decide di porre in opera i puntelli con il tubo telescopico superiormente, consultando i dati di carico nell'Allegato C, nella zona di minore estensione per far sì che la struttura provvisoria lavori bene ed in sicurezza si dispongono puntelli di tipo 20-250 (il cui carico massimo con un'estensione di 1,80 m è pari a 25,02 KN, maggiore di P_1 , P_2 , P_3 e P_4), mentre nella zona di maggiore estensione si utilizzano, ai bordi, puntelli di tipo 20-400 (il cui carico massimo con un'estensione di 4,00 m è pari a 21,12 KN, maggiore di P_5) e, al centro, puntelli di tipo 30-400 (il cui carico massimo con un'estensione di 4,00 m è pari a 36,06 KN, maggiore di P_6).

4.2.3 Costruzione delle antenne

Le antenne, da logica, vengono costruite dopo la realizzazione dei conci di impalcato sovrastanti le relative sottostrutture, quali pile e pulvini; queste ultime componenti del ponte, tuttavia, verranno descritte in seguito, insieme all'impalcato in tutta la sua interezza.

Per questi particolari elementi della struttura, però, bisogna scindere nettamente lo studio delle attrezzature necessarie per la parte inferiore priva di ostacoli e per la parte superiore di dipartita dei vari stralli, poiché presentano problematiche da risolvere e superare decisamente diverse.

Lo studio della fase costruttiva della parte inferiore delle antenne, in breve, si basa su queste considerazioni:

- è preferibile l'utilizzo di casseforme rampanti;
- le casseforme si devono sollevare con una gru a torre o con un sistema idraulico;
- bisogna tener conto della diversa altezza e forma di ogni antenna;
- si devono includere tutte le dotazioni di sicurezza quali piattaforme di lavoro, corrimani, scale e scalette;
- in questa fase non sono necessari accessi particolari;
- non c'è preferenza sul materiale da utilizzare per la superficie della cassaforma;
- gli ancoraggi da utilizzare devono comunque garantire un ottimo risultato visivo del getto effettuato, essendo a faccia vista;
- si prevede di gettare le antenne per conci successivi alti ciascuno 5 m.

Lo studio della fase costruttiva della parte superiore delle antenne, invece, in particolare per la piattaforma di lavoro per l'installazione degli stralli, si basa su queste altre considerazioni:

- deve essere sollevata da una gru a torre o una gru mobile;
- bisogna tener conto della diversa altezza e forma di ogni antenna;
- bisogna tener conto del collegamento con l'impalcatura;
- bisogna tener conto dell'interferenza con gli stralli;
- si deve pensare alla metodologia di montaggio e smontaggio dell'attrezzatura;
- gli ancoraggi da utilizzare devono comunque garantire un ottimo risultato visivo del getto effettuato, essendo a faccia vista;
- bisogna tener conto della differenza di altezza di ciascuna piattaforma; devono essere garantiti inoltre accessi e cavità facili e sicure per l'installazione degli stralli;
- le piattaforme di accesso dovrebbero essere in grado di portare il peso di operai e piccole quantità di attrezzi da lavoro.

Recepiti questi punti chiave, si propone, per la realizzazione della parte inferiore delle antenne, l'utilizzo di casseforme con il sistema autorampante SCF (Figura 257), poiché si può raggiungere un'altezza considerevole in modo più rapido ed efficace senza l'ausilio della gru; l'attrezzatura in questione viene composta da un cassero a trave collegato al dispositivo scorrevole di arretramento del sistema di autorampata e dotato

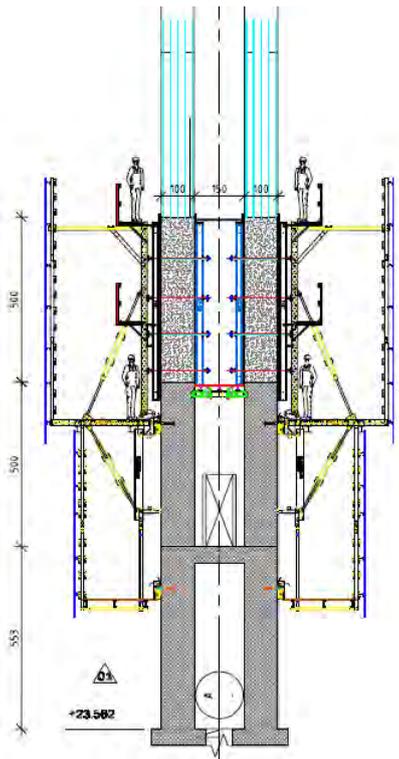


Figura 257. Getto antenne con cassero autorampante SCF



Figura 258. Esempio di sistema autorampante SCF

di doppie mensole di servizio, dalle mensole di autorampata vere e proprie, da un sottoponte necessario per la chiusura dei fori ed il recupero delle scarpe di ancoraggio (il cui principio di funzionamento è del tutto simile a quello già visto per gli altri sistemi di rampata, Figura 259) molto pesanti e costose e da pannelli verticali di chiusura e protezione esterni, che conferiscono robustezza all'intero sistema e fungono da ottimo

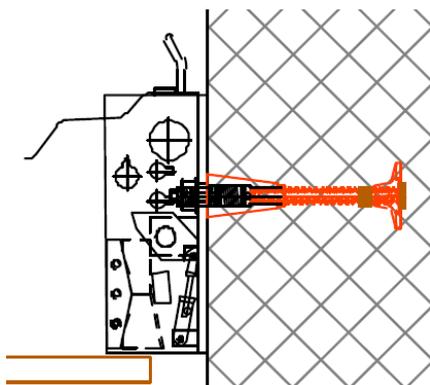


Figura 259. Scarpa di ancoraggio

anticaduta (infatti con il sistema di autorampata SCF si può andare anche molto in alto).

La piattaforma interna funziona allo stesso modo di quella utilizzata e descritta nel caso dei fusti delle pile, mentre la piattaforma di lavoro esterna (Figura 260) viene sorretta da due mensole di rampata su ciascuna faccia dell'antenna e da correnti metalliche disposti ortogonalmente, in modo tale da creare un

piano ampio, continuo e comodo per l'arretramento delle casseforme.

Anche per questa situazione, il cassero a travi di legno si dimostra il più adatto per la sua enorme versatilità ed adattabilità, se però posto in opera con qualche piccolo accorgimento.

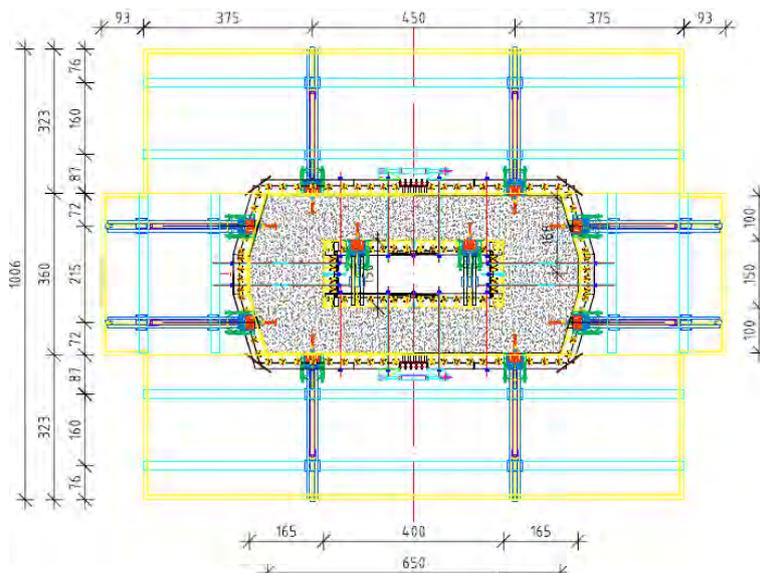


Figura 260. Piattaforma di lavoro esterna

Anche per le antenne, infatti, vi è la necessità, in questi casseri, di predisporre l'utilizzo di correnti di orditura primaria speciali, costituiti da più pezzi saldati e conformati in modo appropriato; inoltre, sul lato esterno, bisogna inserire un particolare dispositivo meccanico di regolazione (Figura 261) che consenta alla cassaforma di rastremarsi in altezza, in quanto da progetto le antenne si sviluppano verticalmente con una inclinazione di 1:80.

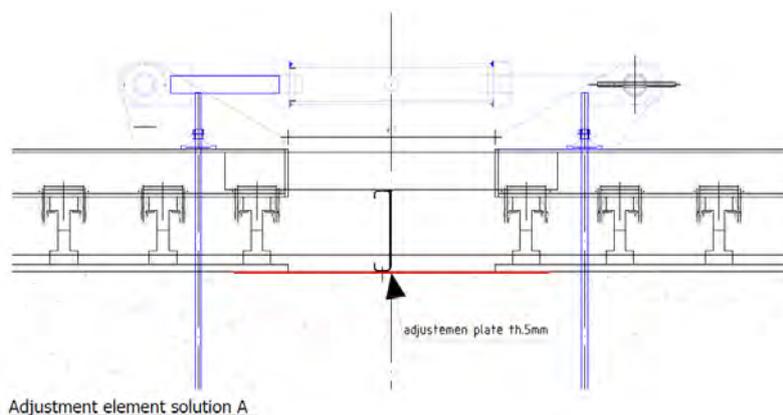


Figura 261. Dispositivo di regolazione in direzione longitudinale

È costituito da un pistone collegato alle due metà del lato del cassero che, ritraendosi, permette a queste di scorrere sul lamierino metallico inserito appositamente in modo tale da ridurre la lunghezza totale; i correnti scorrono sui giunti di connessione, legati al lamierino da un elemento metallico distanziatore. La scanalatura così creata può essere lasciata tale oppure rasata con del calcestruzzo.

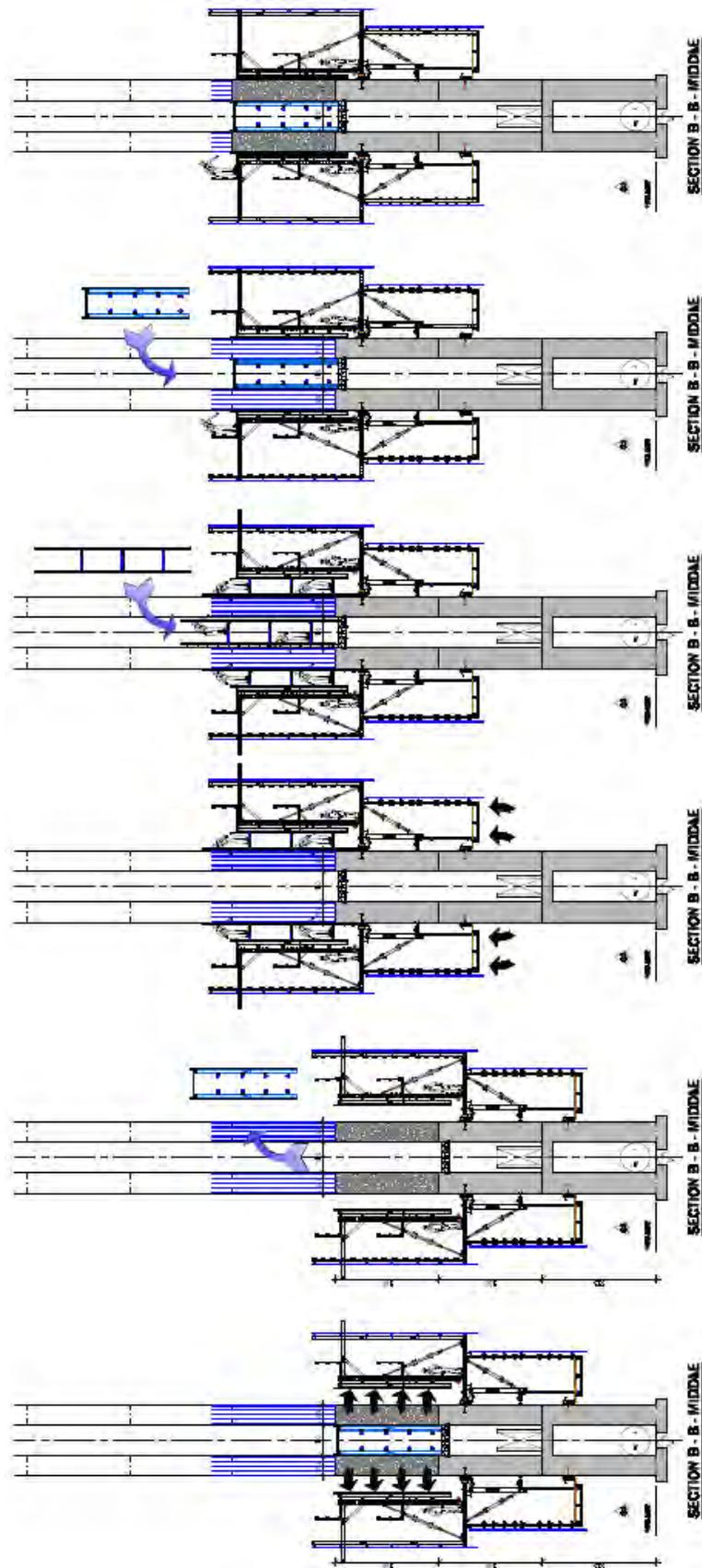


Figura 262. Fasi operative chiave del getto delle antenne

Il procedimento costruttivo, giunti a questo punto della realizzazione dell'intera infrastruttura in esame, consta delle seguenti fasi principali (Figura 262):

- Fase 1.* Maturato l'ultimo concio gettato, si disarmo e si arretra la cassaforma esterna;
- Fase 2.* Tramite un unico tiro di gru, si rimuove il cassero interno e si solleva e riposiziona la relativa piattaforma;
- Fase 3.* Si aziona il sistema idraulico e si fa avanzare in altezza l'intero sistema di autorampata SCF;
- Fase 4.* Mediante l'utilizzo della gru, si posizionano internamente ed esternamente i ponteggi per lavorare e disporre i ferri di armatura;
- Fase 5.* Si rimuovono i ponteggi, si reinserisce la cassaforma interna e la si arma insieme alla cassaforma esterna fatta avanzare;
- Fase 6.* Si getta il concio di antenna e lo si lascia maturare per poi ripetere l'intero procedimento.

Procedendo di questo passo in altezza, si arriva al punto in cui vi è la necessità di cambiare questa attrezzatura e mutare la strategia di costruzione; si giunge infatti al livello a partire dal quale prendono il via gli stralli verso l'impalcato, che risultano incompatibili con il sistema di autorampata SCF perché la loro presenza non permette fisicamente l'ascesa di questa cassaforma e perché quest'ultima, essendo completamente chiusa, impedisce l'installazione dei cavi stessi.

Tenendo conto delle prescrizioni indicate in precedenza, e considerando pure questi punti chiave, si decide di procedere con lo schema di Figura 263: nel punto più alto in cui si è arrivati con il sistema SCF si ancorano una serie di mensole HSB di alta portata fisse, che non verranno spostate, dotate di doppio sottoponte e sostenenti una ampia piattaforma di lavoro (Figura 264), dalla quale si sviluppa verso l'alto un ponteggio girante tutto attorno l'antenna ed interrotto solo in corrispondenza degli stralli, con relativa schermatura di protezione, che viene via via innalzato seguendo i getti successivi dell'antenna stessa. Il ponteggio, visto che raggiunge altezze considerevoli, deve inoltre essere rinforzato mediante l'applicazione sulla sua struttura di tubi d'acciaio del diametro $\phi = 48 \text{ mm}$ tramite giunti specifici.

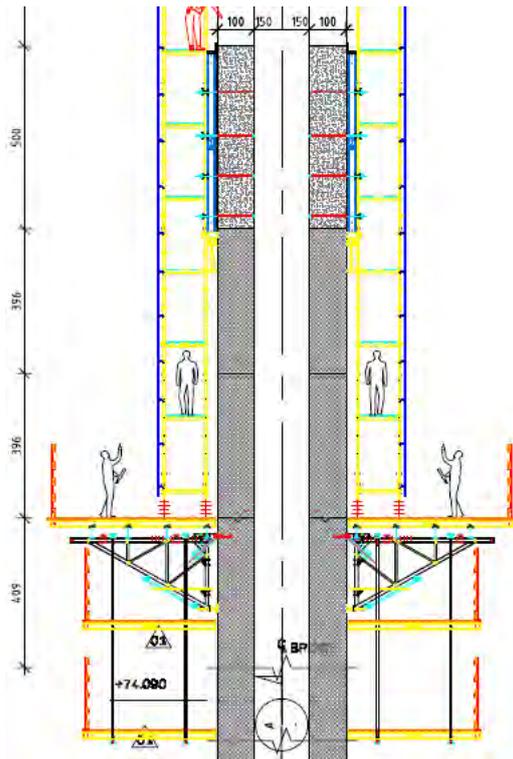


Figura 263. Schema per getto parte superiore antenna

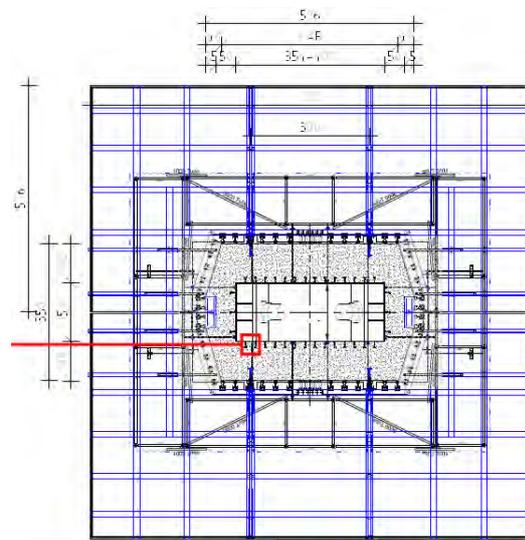


Figura 264. Piattaforma di lavoro con pianta ponteggio

Per dare forma alle scanalature di fuoriuscita degli stralli si utilizzano dei negativi metallici speciali appositamente estrusi (dettaglio di Figura 265), mentre per sostenere il cassero a trave esterno si adoperano delle assi di legno adagiate su due travi di legno H20 sorrette da una piccola struttura a tubi $\phi 48$ giuntata al ponteggio principale (dettaglio di Figura 266).

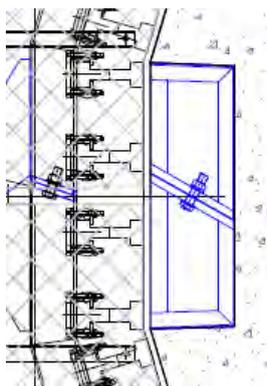


Figura 265. Negativo metallico

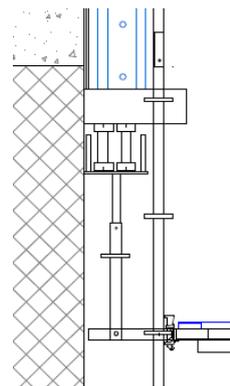


Figura 266. Sostegno del cassero a trave

L'accorgimento più importante che tuttavia è necessario e fondamentale prendere durante la progettazione di questa specifica fase lavorativa riguarda l'ancoraggio della cassaforma a trave; essendoci all'interno delle antenne l'incamiciatura in acciaio dove

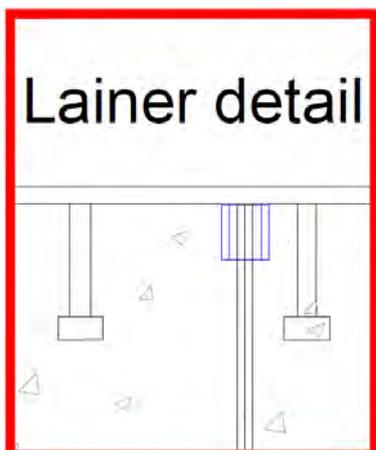


Figura 267. Dettaglio ancoraggio con dado saldato a camicia

sono alloggiare le teste degli stralli, non è possibile studiare anche un cassero a trave interno e ancorarlo insieme a quello esterno tramite le classiche barre e piastre di ancoraggio. La soluzione che si adotta è quindi quella di saldare, già in officina, sulla camicia interna in acciaio dei dadi esagonali a perdere (Figura 267), sui quali poi andare ad avvitare (protette da tubi in PVC) le barre Diwidag ancoranti del solo cassero esterno, la cui flessibilità consente proprio di gestire al meglio questo tipo di soluzione.

Per accedere alle attrezzature appena descritte, la piattaforma di lavoro deve essere prevista dotata di una scala di accesso, come quella di Figura 268.

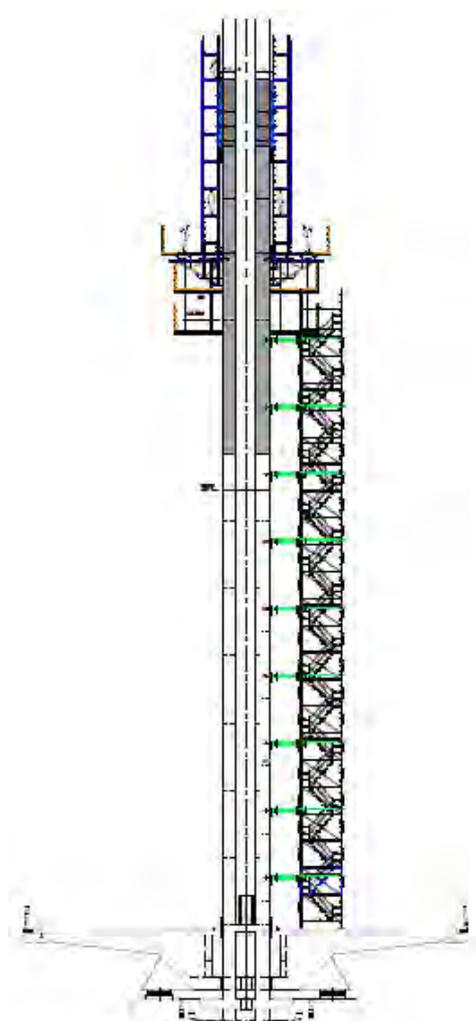


Figura 268. Scala di accesso - prospetto

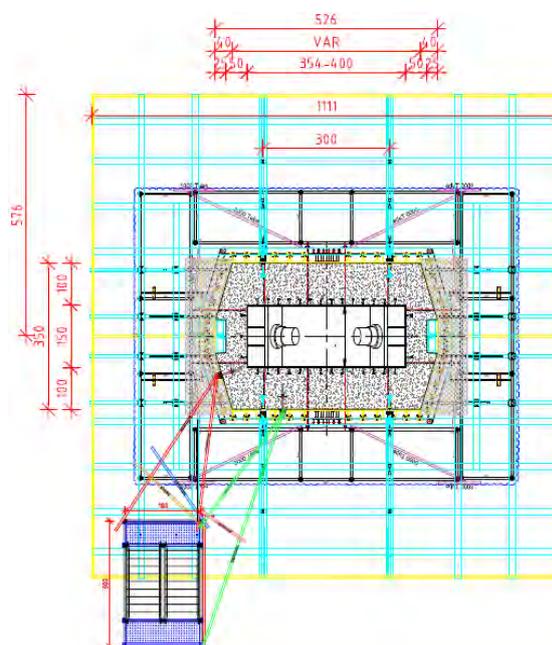


Figura 269. Scala di accesso - pianta

Costituita da moduli sovrapposti alti 2 m ciascuno, basta che arrivi solo fino al sottoponte inferiore, in modo tale da ridurre al minimo l'altezza e renderla più stabile; a tal fine, deve inoltre venire ancorata all'antenna esistente in numerosi punti mediante un insieme di tubi d'acciaio $\phi 48$ di varia lunghezza costituenti una struttura pseudo-reticolare (si veda anche la Figura 269). Gli ancoraggi hanno uno schema del tutto simile a quello già visto per i sistemi di rampata, e si collocano in corrispondenza dei fori già esistenti sull'antenna lasciati nei precedenti getti dalle barre ancoranti delle casseforme a trave.

Tutto ciò che è stato descritto porterà ad avere una conformazione di queste zone specifiche del cantiere come rappresentato nelle seguenti figure:



Figura 270. Rendering piattaforma di lavoro su HSB

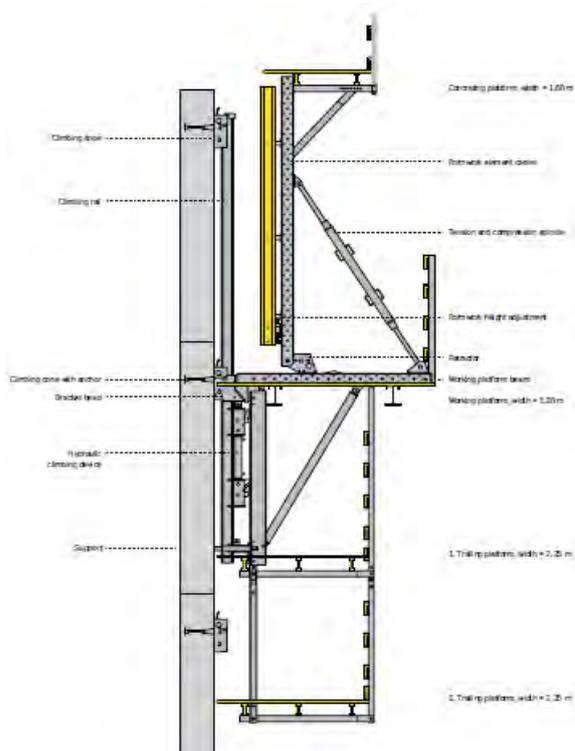


Figura 271. Rendering ponteggio in corrispondenza degli stralli



Figura 272. Rendering della scala di accesso

4.2.3.1 Descrizione del sistema di autorampata SCF



Utilizzando il sistema di casseforme autorampante SCF, si possono svolgere getti e lavori su edifici alti senza la necessità di una gru - anche ad altezze superiori a 100 m e con una ridotta possibilità di accesso di manodopera e materiali. Il gruppo propulsivo idraulico (*Hydraulic climbing device*) assicura una risalita regolare e senza scuotimenti (velocità di rampata fino a 12 m/h), indipendentemente dal carico delle singole mensole. Questo sistema

autorampante si adatta ad inclinazioni fino a 25° , positive o negative, e ad offset fino a 15 cm; tutti i piani di lavoro rimangono orizzontali.

Una unità autorampante consiste di almeno due mensole (*Working platform beam*), la cui distanza dipende dalla geometria del manufatto, dallo spessore delle casseforme e dall'altezza delle lavorazioni. Il tipo di cassaforma per parete integrata con il sistema SCF può essere scelta liberamente, come ad esempio quella a travi di legno, a telaio o speciale in acciaio.

La configurazione usuale del sistema SCF comprende quattro piattaforme di lavoro; due sottoponti (*Trailing platform*) larghi 2,25 m al di sotto della passerella di lavoro (*Working platform*) larga 3,20 m assicurano operazioni regolari durante la risalita e facili ritocchi alla superficie del calcestruzzo. La passerella di getto (*Concreting platform*) larga 1,60 m sul bordo superiore della cassaforma permette una confortevole operazione di getto. È anche possibile montare un ponteggio in cima a questa piattaforma dal quale si può iniziare subito l'installazione delle armature prima di risalire con le mensole SCF. Il tipico arretramento di 90 cm per la cassaforma garantisce un posizionamento senza problemi delle armature e una facile pulizia delle casseforme dopo il disarmo.

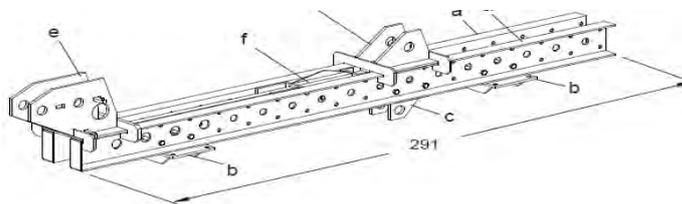


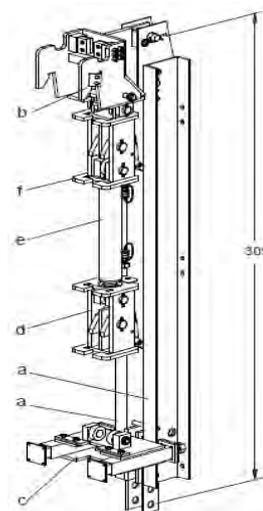
Figura 273. Mensola di rampata SCF

La mensola di rampata (Figura 273) è il principale componente della passerella di lavoro larga 3,20 m e la base alla quale è collegato il cassero; sul profilo

orizzontale (a) scorre l'unità di arretramento del cassero, formata da teste mobili (d+e) per l'elemento a trave e l'albero regolabile di supporto della cassaforma più l'argano integrato di arretramento (f). Inoltre, è dotata anche di una maniglia per azionare il verricello.

Ogni mensola è fissata ad un'unità di ripresa: i due profili verticali (a) si incontrano con la testa della mensola (b) in alto e con il distanziatore (c) in basso, e sono montate insieme a due teste di rampata (d) e un martinetto idraulico (e).

Le forze verticali ed orizzontali totali sono trasferite dalle mensole di rampata alla struttura in calcestruzzo tramite le scarpe



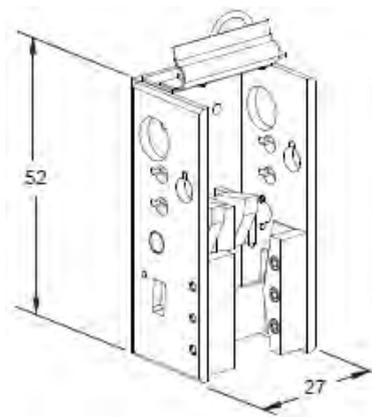


Figura 274. Scarpa di ripresa

di ripresa (Figura 274); questi dispositivi, inoltre, tengono in posizione i binari di ripresa durante la salita e portano il carico delle piattaforme tramite l'asta di fissaggio.

Il binario di ripresa viene sollevato idraulicamente e fissato in primis alla scarpa di ripresa superiore. Successivamente, l'intera rampata SCF si sposta verso l'alto fino alla medesima scarpa; i nottolini della testa della

mensola vengono così fissati su dei fori presenti nel binario per permettere il sollevamento del resto della struttura. Con questi binari sono possibili step di rampata fino a 4,50 m, mentre per altezze maggiori sono necessarie rotaie diverse.

I sistemi idraulici vengono azionati tramite una specifica pompa idraulica (Figura 275), che può arrivare ad operare su 8 martinetti idraulici contemporaneamente.

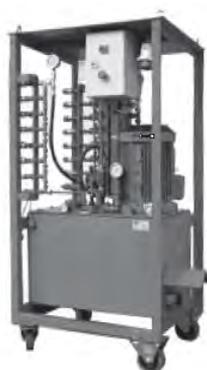


Figura 275. Pompa idraulica

Gli ancoraggi del sistema di autorampata SCF agiscono, quindi, direttamente sulle scarpe di ripresa, come mostrato in Figura 276; gli elementi costituenti sono del tutto simili a quelli visti per gli altri sistemi di rampata, ossia un cono di ancoraggio in PVC recuperabile, una barra ancorante ed una piastra di ancoraggio filettata a perdere (vedi Figura 277). Per ancorare le piattaforme SCF alla costruzione il sistema di ancoraggio deve essere predisposto all'interno del getto in anticipo.

La lunghezza complessiva dell'ancoraggio dipende dalle condizioni strutturali di ogni progetto. Con un'area di influenza massima di 7 m per ogni mensola, il sistema

autorampante SCF sopporta fino ad un carico verticale massimo di 150 kN e fino ad un carico orizzontale massimo di 96 kN.

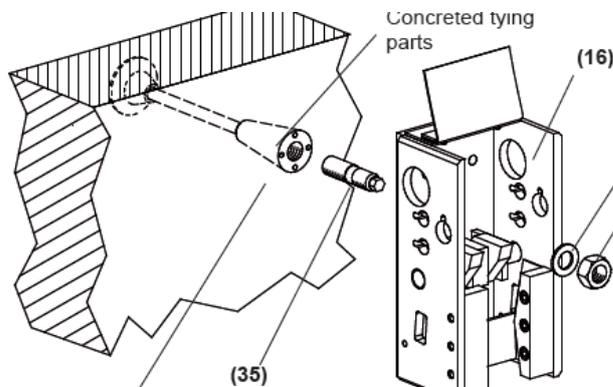


Figura 276. Ancoraggio sulle scarpe di ripresa

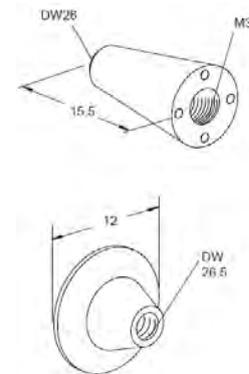


Figura 277. Componenti principali di ancoraggio

I carichi accidentali massimi ammessi sulle piattaforme dipendono dalla posizione della cassaforma, in particolare dalle posizioni di posizionamento armature, di getto e di rampata.

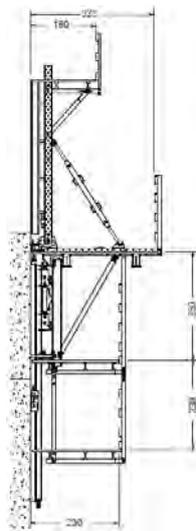


Figura 278. Posizione di getto

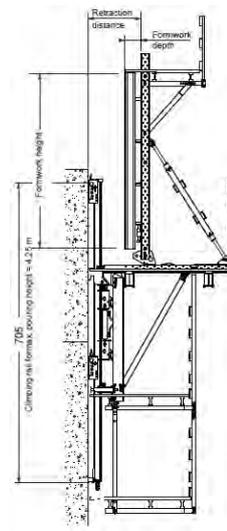


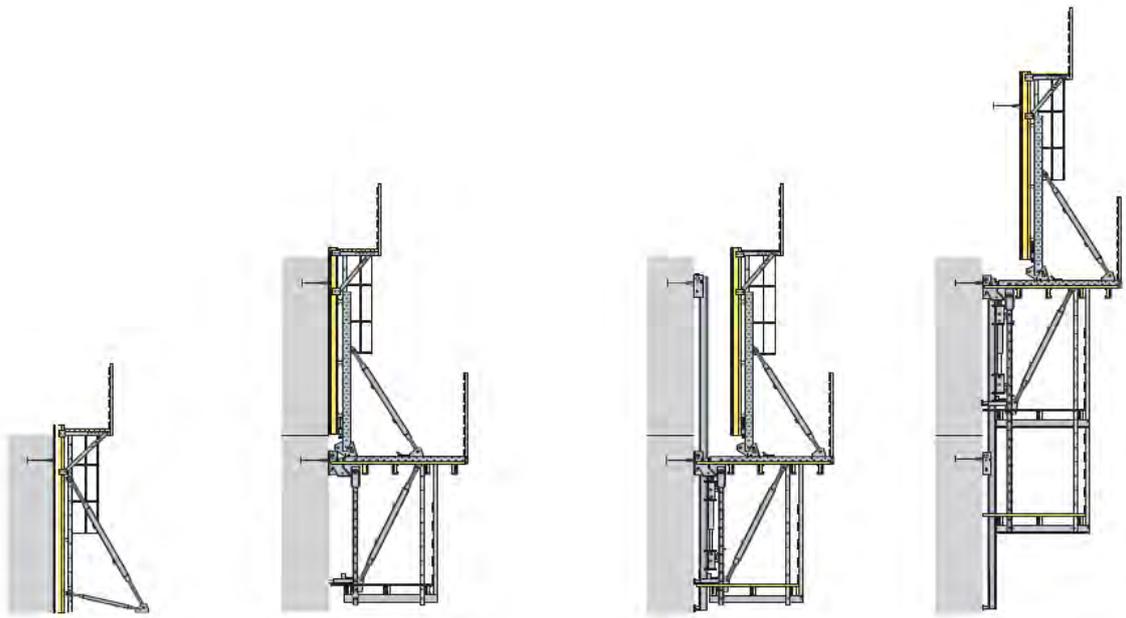
Figura 279. Posizione di rampata

La sequenza operativa di questo sistema di rampata si compone delle seguenti fasi:

- Fase 1.* Lo stesso tipo di cassaforma per parete è utilizzato sia alla base che in ogni concio successivo;
- Fase 2.* Si disarmo il cassero di base, si ancora la scarpa di ripresa, si sospende il sistema di autorampante con la passerella di lavoro ed un sottoponte, si monta la cassaforma e si getta il calcestruzzo;

Fase 3. Si arretra il cassero, si ancora la scarpa di ripresa superiore, si inserisce il binario di ripresa e da qui la risalita viene eseguita automaticamente;

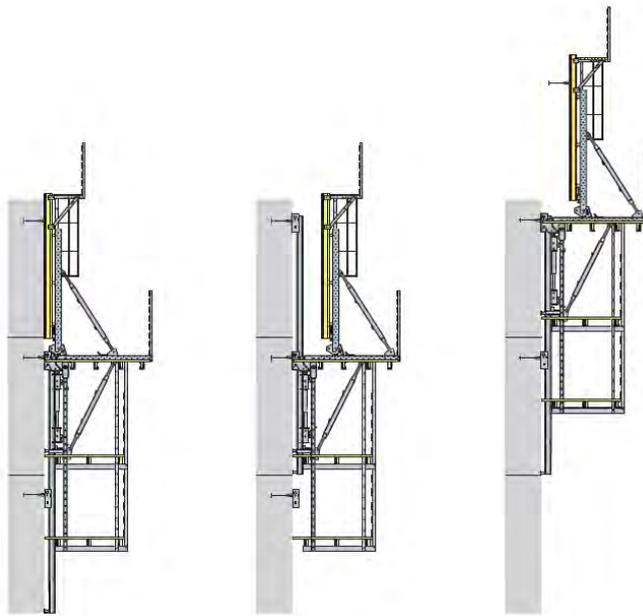
Fase 4. Si monta il secondo sottoponte da una posizione sicura;



Fase 5. Si avvanza la cassaforma in posizione di getto e si getta il calcestruzzo;

Fase 6. Si disarmo il cassero, si ancora la scarpa di ripresa superiore, poi si solleva il sistema e si rimuove la scarpa di ripresa inferiore;

Fase 7. Si sale al prossimo concio e si ripete l'intero ciclo.



Se agisce un vento superiore ai 120 km/h, è indispensabile in aggiunta assicurare contro questo il sistema di autorampata SCF. La scarpa di ripresa e la testa mobile anteriore di arretramento vengono legati insieme per questo scopo (Figura 280). L'intero meccanismo di arretramento, insieme al cassero, vengono bloccati in posizione di getto. Per assicurare il sistema SCF contro l'alta pressione del vento sono necessarie le componenti di Figura 281.

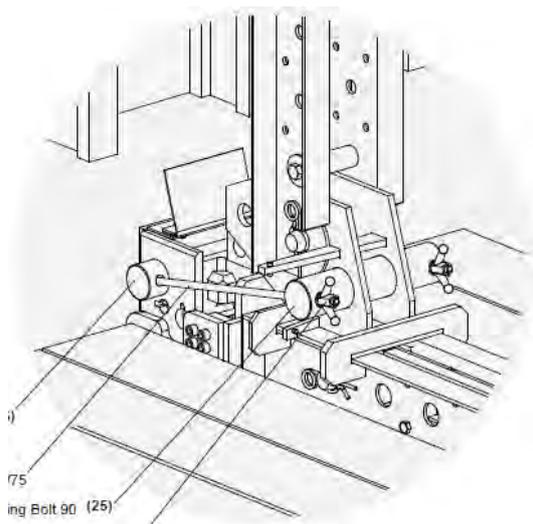


Figura 280. Protezione antivento

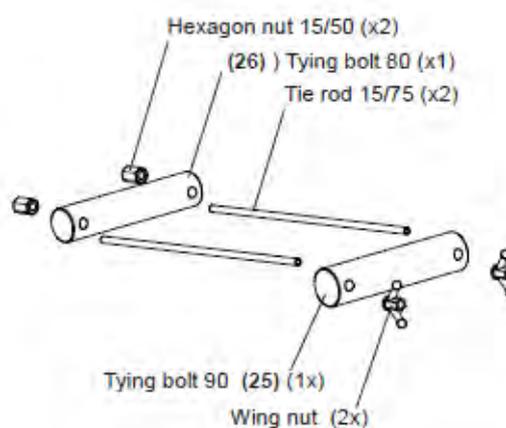


Figura 281. Componenti del sistema antivento

4.2.3.2 Il problema del vento nei sistemi di rampata

Per il calcolo dei pannelli di protezione e delle casseforme rampanti che vengono utilizzate per la costruzione di alti edifici, il vento e le sue conseguenze sono un fattore influenzante decisivo. Rispetto alle norme precedenti, la molto più ampia norma tedesca "DIN 1055-4:2005, *Einwirkungen auf Tragwerke - Windlasten*"¹⁷ permette di determinare i carichi da vento per questi sistemi.

Negli ultimi anni, una nuova filosofia di sicurezza è stata generalmente accettata nel settore delle costruzioni. Per la gestione computazionale dei problemi di collasso, vi è stato un cambiamento da un "concetto di sicurezza globale" al cosiddetto "concetto di sicurezza parziale" in quasi tutte le norme. La sopracitata norma DIN 1055 si basa sulla norma preliminare Europea ENV 1991 (Eurocodice 1) "*Basi della Progettazione e delle Azioni sulle Strutture*" e quindi sul concetto di sicurezza parziale.

¹⁷ In italiano: "DIN 1055-4:2005, Azioni sulle strutture - Carico da vento".

Per determinare i carichi da vento su casseforme per pareti e sistema di rampata, le norme precedenti erano applicabili solo in misura limitata in quanto erano destinate esclusivamente per stimare la pressione del vento come carico subordinato su edifici o costruzioni. La norma vigente dispone di molti più casi di carico e approcci per i calcoli. Ciò ha avuto un effetto positivo poiché questi casi sono ora regolamentati anche da numerosi tesi in galleria del vento che sono divenuti necessari. Tuttavia, le differenziazioni all'interno della norma sono uno svantaggio che porta ad un aumento del lavoro necessario per i calcoli.

La norma vigente prende in considerazione la posizione geografica della struttura (zone di vento) e differenti categorie di terreno per la raccolta di dati riguardanti la rugosità superficiale e la topografia. Inoltre, l'altezza della struttura sopra terra, il periodo di applicazione e il coefficiente di forza della struttura stessa o dell'elemento strutturale della costruzione sono stati pure presi in considerazione. Altri fattori, tra le altre cose, sono fattori stagionali, fattori direzionali ed edifici vicini.

La rugosità superficiale dell'area circostante dipende dalla vegetazione e dagli edifici ed influenza significativamente la velocità del vento. La norma distingue quattro categorie di terreno differenti. A valle, a causa di un cambiamento della rugosità superficiale, il profilo del vento nella zona di transizione tende ad una forma che corrisponde alla successiva rugosità. In questa zona di transizione, si sviluppano una serie di profili che dipendono dalla distanza dalla variazione della rugosità superficiale.

A causa delle numerose variabili di input che stanno alla base della determinazione del carico da vento, la pressione del vento è diversa per ogni caso di applicazione. Oltre al carico da vento da norma, altre disposizioni più severe dovrebbero essere prese in considerazione.

La pressione del vento può essere calcolata usando le seguenti formule:

$$w [KN/m^2] = c_p \cdot q(z) \cdot k \quad \text{oppure} \quad c_F \cdot q(z) \cdot k$$

dove:

- c_p e c_F = coefficiente aerodinamico e coefficiente di forza aerodinamica (in molti casi di applicazione, i coefficienti sono regolati dalla norma; in alternativa, i valori possono essere determinati mediante una valutazione del vento compilata da un esperto);

- $q(z)$ = pressione dinamica di picco: il valore dipende in gran parte dall'altezza z dal suolo, dalla rugosità superficiale e dalla topografia;
- k = fattore di riduzione secondo la norma *DIN 1055-4 Tabella 1*: il fattore dipende dal periodo di utilizzo della struttura (sopra i 2 anni è 70%).

Se si prendono in considerazione anche i coefficienti aerodinamici e si rispettano i carichi da vento che devono essere utilizzati per i calcoli, le differenze tra le varie norme possono essere notevoli. L'esempio della cassaforma per parete posizionata su una struttura (Figura 282) rende chiaro il concetto.

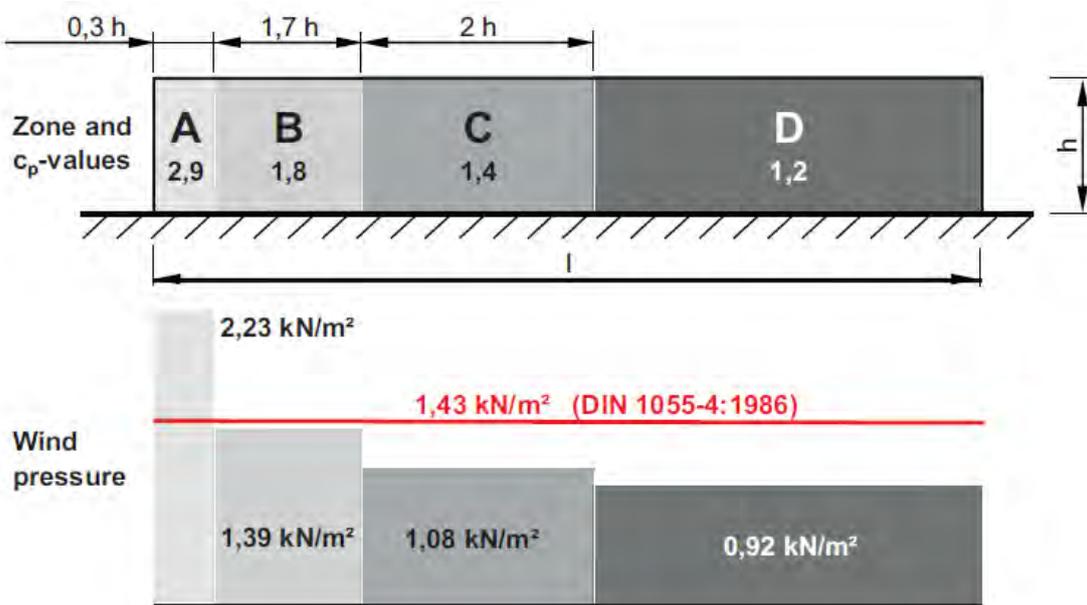


Figura 282. Pressione del vento su una parete verticale dritta e libera

La norma suddivide pareti libere in zone e ne fornisce diversi coefficienti aerodinamici. Al fine di garantire una costruzione conveniente, una differenziazione in diverse aree di dimensionamento è quindi assolutamente necessaria.

Per i casi che non sono regolamentati da norme specifiche, o se la loro applicazione potrebbe fornire risultati antieconomici, si è liberi di eseguire prove aerodinamiche di simulazione del vento per la determinazione dei coefficienti aerodinamici. Si utilizza un pannello anticaduta come esempio che funge come sistema di protezione da usare su strutture alte durante la loro costruzione.

Progettato come un alto parapetto, il pannello anticaduta fornisce una protezione efficace contro il clima, per la privacy e per la sicurezza per lavorazioni svolte su piani già finiti così come su livelli ancora in costruzione al di sopra di questi. Partendo

dall'ancoraggio superiore, lo sbalzo può sostenere un massimo di due altezze di interpiano. Questo offre sufficiente spazio per il cassero e le operazioni di getto per poter realizzare in sicurezza le due solette superiori (Figura 283).

Secondo l'avanzamento dei lavori, il pannello di protezione per rampate viene spostato verso l'alto con una gru o con un sistema idraulico integrato.

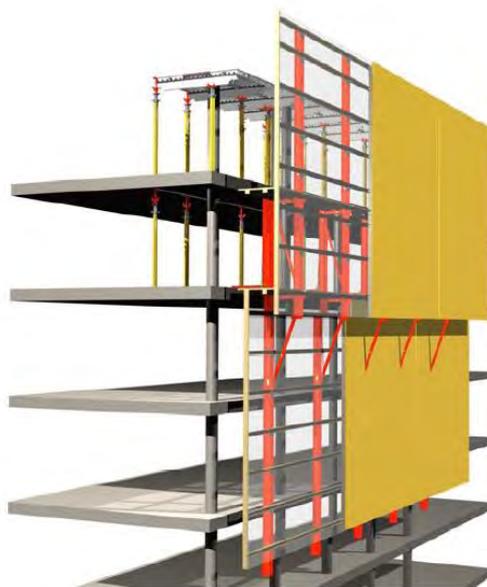


Figura 283. Vista di un pannello di protezione di rampata

Poiché lo spettro operativo di una tale attrezzatura essenzialmente si concentra su edifici alti, il carico da vento diventa il fattore decisivo influenzante di questa struttura. Al Capitolo 12 della norma *DIN 1055-4* sono presenti un gran numero di possibilità di classificazioni di questo elemento per quanto riguarda la determinazione dei coefficienti di pressione del vento.

La classificazione di un pannello di protezione come una "struttura" porta a risultati sbagliati quando si determinano i coefficienti di pressione. Le ragioni sono queste:

- non sono presenti soffitti nella zona a sbalzo;
- la costruzione può essere influenzata da una sottocorrente d'aria durante l'avanzamento dei lavori poiché la facciata di solito rimane temporaneamente aperta sotto il pannello di protezione;
- il pannello di protezione è spesso sollevato in più pezzi cosicché l'involucro non è chiuso in modo continuo;

- planimetrie della costruzione non rettangolari generano differenze locali di flussi in entrata.

Valutare questa struttura come una soffitta (sempre secondo DIN 1055-4) prende in considerazione solo la mancanza del soffitto di chiusura ma non offre, comunque, alcun riferimento sulle condizioni del flusso in entrata sulla parete controvento e sulle zone sottovento del pannello di rivestimento.

Considerarla come un muro verticale libero con angoli rigirati non sembra essere produttivo poiché la costruzione può essere affetta da una sottocorrente e questo approccio, comparato con i vari aspetti del flusso del vento, è troppo sfavorevole.

Considerare il pannello come una componente strutturale a sé stante è un'opzione nemmeno chiaramente definita dalla norma, soprattutto per quanto riguarda il problema dell'"aspirazione d'angolo".

Altri aspetti rilevanti del vento non sono menzionati nella norma. La geometria della pianta del piano di lavoro da proteggere può avere, ad esempio, una significativa influenza sulla tensione da vento del pannello di protezione e quindi sulla sua capacità portante. La Figura 284 mostra la distribuzione della pressione su un pannello di protezione per diverse piante e direzioni del vento. Si può notare che la distribuzione della pressione dipende notevolmente dal rapporto $\frac{a}{h}$ e/o $\frac{b}{h}$. A seconda che il pannello di protezione posteriore sia soggetto ad un eccesso di vento o meno, il diagramma mostra chiare differenze nella distribuzione della pressione.

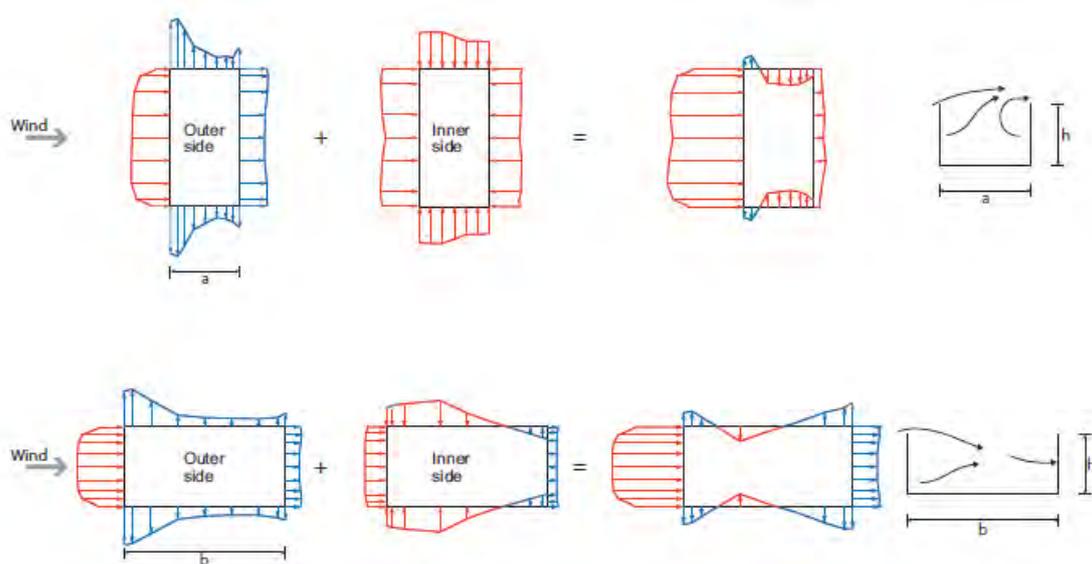


Figura 284. Cause del vento su un pannello di protezione soggette alla geometria della pianta

Nel caso di una struttura costruita per conci o di un pannello assemblato a pezzi, si può prevedere un effetto simile. Analogamente, un nucleo centrale di un edificio costruito in anticipo può influenzare le condizioni di flusso in arrivo sul lato interno ed esterno del pannello di protezione. Questo effetto significa che l'effetto del vento sulla zona aperta a sbalzo e sulla zona chiusa della costruzione dovuta alle solette di piano deve essere considerato in termini differenziati. La distribuzione dei coefficienti di carico equivalenti per la pressione e la depressione del vento sull'intero sviluppo del pannello è rappresentata in Figura 285.

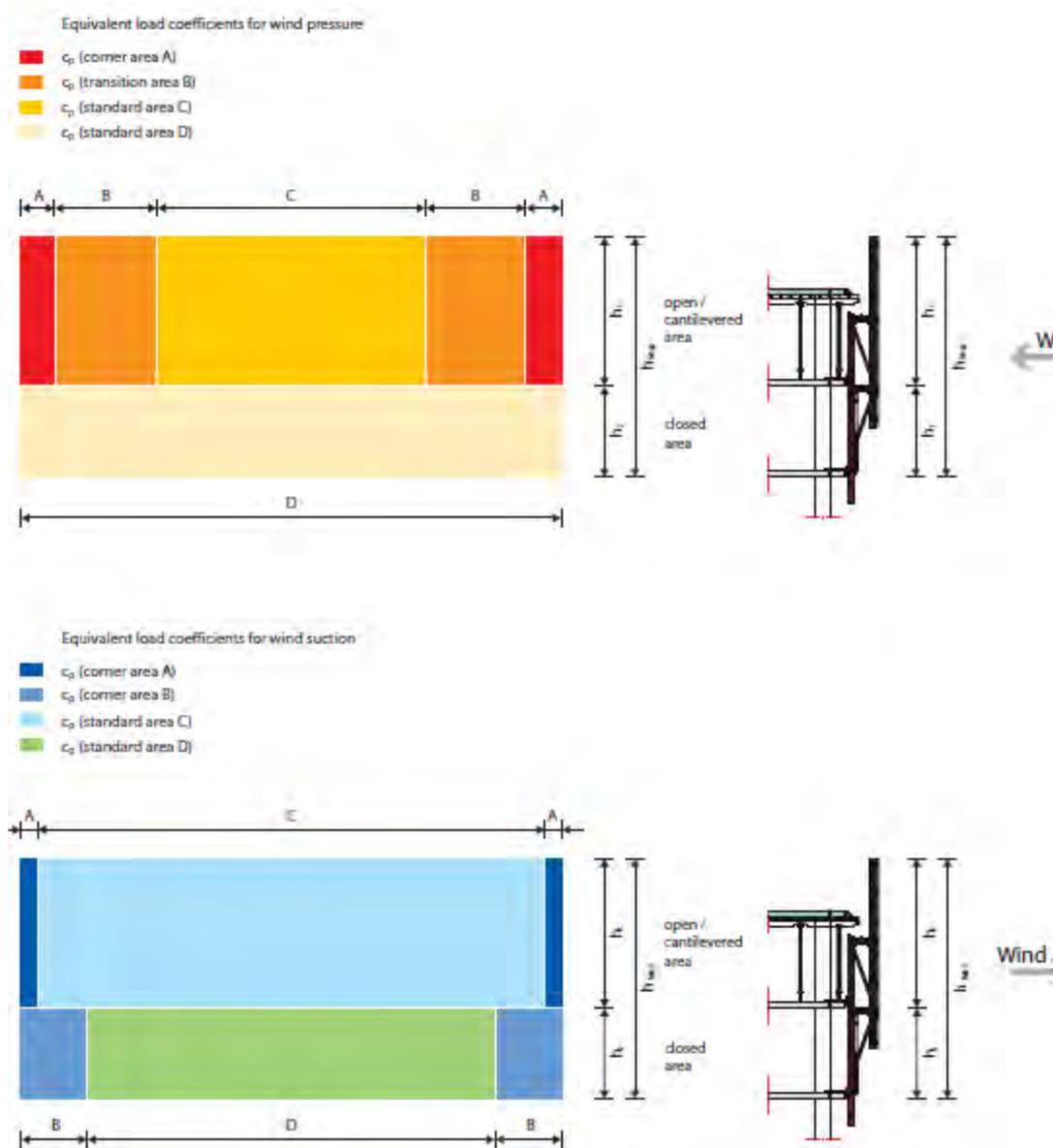


Figura 285. Zone di differenziazione dei coefficienti di pressione e depressione del vento su un pannello di protezione di rampata

Per stabilire in modo chiaro e preciso i coefficienti aerodinamici su un pannello di protezione di rampata, la norma *DIN 1055-4* ha dimostrato di essere una risorsa inadeguata. Esistono numerosi altri argomenti che favoriscono uno studio sperimentale di laboratorio specifico del vento (WTI):

- *Ipotesi di carico corrette come base di calcolo*: la discussione precedente dimostra che senza un WTI a disposizione, le ipotesi di carico del vento sono insufficienti come base per l'analisi del pannello di protezione e la consapevolezza che le caratteristiche di flusso della costruzione possono essere valutate solo conservativamente;
- *Risultati economici*: una simulazione la più realistica possibile dà risultati più accurati rispetto ad un confronto effettuato sulla base della standardizzazione. Similmente al caso del muro verticale libero, il WTI fornisce aree con grandi differenze nei valori del c_p . Per una costruzione economica, quindi, le singole aree devono essere calcolate separatamente;
- *Classificazione dei parametri di influenza*: con l'aiuto della simulazione, si possono rappresentare differenti geometrie di struttura così come l'avanzamento dei lavori e gli eventi di flusso in entrata. La valutazione fornisce intuizioni su importanti parametri e quindi permette la separazione e il riepilogo di vari fattori determinanti;
- *Applicabilità internazionale*: una WTI sperimenta una più ampia accettazione internazionale e si salva, se necessario, in merito all'attuazione delle disposizioni specifiche di ogni Paese, che pure offrono nessun metodo di calcolo soddisfacente per questo tipo di problemi.

Ancora più complesso e lungo rispetto al singolo pannello di protezione è l'accertamento degli effetti del vento sui sistemi di cassaforma autorampanti con casseforme per pareti mobili e piattaforme di lavoro chiuse. Il sistema qui esaminato è una attrezzatura a mensole progettata come impalcatura portante secondo la già citata norma *DIN 4421* a supporto di una cassaforma per parete. Per l'alzata delle tre piattaforme, i binari di ripresa verticali sono collegati con l'edificio in ciascun caso. La cassaforma si può estendere fino a 5,70 m sopra il più alto punto di attacco.

A causa degli enormi tempi e costi di cantiere, e per minimizzare il rischio di infortuni ed errori operativi, la costruzione deve essere studiata in modo che i lavori siano i più

veloci e scorrevoli possibili. A questo scopo, le due piattaforme superiori possono avere una larghezza di 2,40 m, per cui la protezione laterale può essere chiusa. Inoltre, le piattaforme hanno una proiezione laterale di circa 1,00 m agli angoli.



Figura 286. Sistema di autorampata con piattaforme chiuse

Le stesse argomentazioni utilizzate contro l'applicazione della norma DIN sui pannelli di protezione si possono portare senza alcuna limitazione anche a questo caso. Rispetto al pannello di protezione, ci si può aspettare nei casseri rampanti dei cambiamenti negli effetti del carico da vento naturale. A causa della protezione laterale integrata, si ipotizza da un lato che le condizioni di flusso del vento sul cassero ne siano influenzate; quindi possono potenzialmente venir generati carichi da vento che superano significativamente i carichi da vento determinati per la zona a sbalzo superiore del pannello di protezione. Dall'altro lato, la protezione laterale è influenzata da effetti del vento che devono essere presi in considerazione per quanto riguarda la prova strutturale, ma le DIN, tuttavia, non offrono alcun approccio idoneo.

I sistemi di rampata sono usati normalmente durante la costruzione di strutture alte e torri. Ciò significa che il carico da vento è il più importante fattore di influenza. Per questo vi è la sola DIN, che fornisce solo ipotesi di carico conservative e quindi una soluzione antieconomica per la costruzione stessa. Un trasferimento dei risultati ottenuti sul singolo pannello di protezione non è così semplice. Pertanto, anche il sistema di rampata è similmente valutato con una WTI.

Un punto focale del WTI è l'influenza reciproca tra cassaforma e pannello laterale (Figura 287). Per la pressione (vento perpendicolare alla struttura) e la depressione del vento (perpendicolare alla cassaforma), l'influenza di due pareti di diversa altezza e distanza posizionate una dietro l'altra si deve determinare e quantificare sotto forma di fattori di carico.

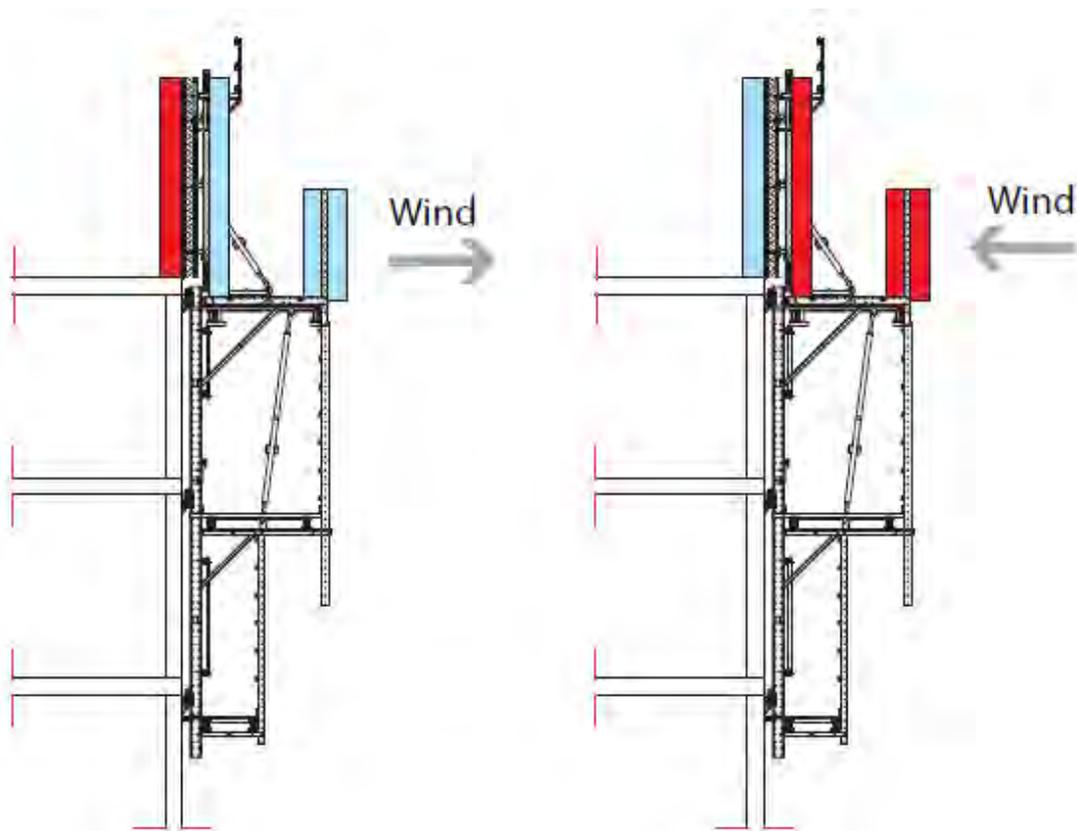


Figura 287. Sezione del cassero rampante (rosso = pressione, blu = depressione)

Per ciascuna delle tre direzioni del vento, si possono specificare tre aree (angolo, di transizione, standard). Le lunghezze delle singole aree dipendono dalla struttura e dal sistema. I coefficienti di pressione delle aree differiscono sostanzialmente l'una dall'altra (Figura 288).

Attraverso questa differenziazione, il numero dei casi di carico da esaminare per i calcoli effettivamente aumenta, ma uno studio standard ed un risultato economico si possono comunque raggiungere se, da un alto, si coprono i picchi di carico nelle zone d'angolo e, dall'altro, si tiene in considerazione il carico da vento ridotto nelle altre aree. Chi utilizza il sistema di rampata, che deve distinguere se si trova in una zona d'angolo, di transizione o standard, ha quindi una maggiore flessibilità per quanto riguarda la

scelta dei punti di ancoraggio sulla struttura perché può permettere spaziature considerevolmente più grandi sulle aree standard.

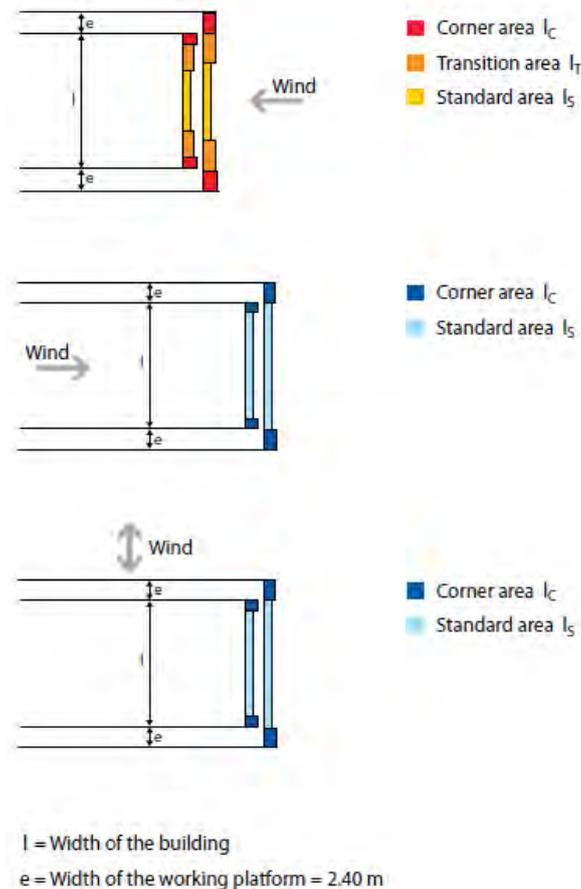


Figura 288. Coefficienti di pressione per cassaforma e protezione laterale superiore

I singoli Stati membri dell'Unione Europea hanno creato mappe di zone del vento per i loro rispettivi territori che si basano su un concetto comune di calcolo. Il valore dichiarato in queste mappe è la velocità di base del vento che è determinato in modo uniforme.

Se le forze da vento sono determinate secondo la già detta EN 1991-1-4, le appendici nazionali di ogni Paese devono essere prese in considerazione. La pressione del vento è calcolata con la formula comunemente usata:

$$w \text{ [KN/m}^2\text{]} = c_p \cdot q_p(z) \cdot c_{prob}^2$$

dove:

- c_p = coefficiente aerodinamico secondo EN 1991-1-4 Capitolo 7.4: in alternativa, i valori possono essere determinati mediante una valutazione del vento;

- $q_p(z)$ = pressione cinetica di picco secondo EN 1991-1-4 Capitolo 4.2 a 4.5: il valore dipende in gran parte dall'altezza z dal suolo, dalla rugosità superficiale, dalla topografia e dalla zona di vento;
- c_{prob}^2 = fattore di riduzione di carico secondo EN 1991-1-4 Capitolo 4.2: il fattore dipende dal periodo di utilizzo della struttura e dalla nazione.

Come alternativa si può utilizzare un WTI per la determinazione dei parametri di forma conforme alla DIN 1055-4. L'accertamento della pressione cinetica e del fattore di durata sono regolati dalle appendici nazionali, per cui i valori dichiarati chiaramente differiscono in parte.

Per le strutture che vengono erette solo temporaneamente, come strutture provvisorie o impalcature, un fattore di riduzione di carico può essere preso in considerazione.

Nel determinare i carichi caratteristici, il concetto di sicurezza permette una probabilità annuale di superamento p del 2% per un edificio con una vita di riferimento di 50 anni. Ciò significa che una struttura deve essere in grado di resistere ad un carico che è in media una volta superiore al carico di progetto durante questo periodo.

I fattori di riduzione del carico si determinano con la seguente formula:

$$c_{prob} = \left(\frac{1 - K \cdot \ln(-\ln(1 - p))}{1 - K \cdot (-\ln(0,98))} \right)^n$$

Il parametro di forma K insieme agli esponenti n può essere regolato dai singoli Paesi attraverso le loro appendici nazionali così come dalla EN 1991-1-4 (vedi Tabella 1).

Service life factor ≤ 2 years	K	n	c_{prop}^2
Recommendation of the EN	0,2	0,5	0,64
Values for Germany	0,1	1,0	0,59
Values for France	0,2	0,5	0,70

Tabella 1. Esempi di fattori di riduzione di carico

Per la progettazione di una struttura portante che dovrebbe essere in grado di resistere a problemi statici, gli aspetti indicati devono essere presi in considerazione nella relazione tecnica.

Nonostante l'estesa analisi dei casi, la norma DIN 1055-4 così come la EN 1991-1-4 non sono in grado di fornire soddisfacenti dettagli riguardanti i coefficienti aerodinamici per ogni applicazione e le ipotesi che devono essere soddisfatte per la sicurezza sono quindi

antieconomiche. È stato dimostrato che per i sistemi di rampata e autorampata, tali norme costituiscono una base di valutazione insufficiente.

Per le attrezzature in cui il carico da vento ha una significativa o addirittura dominante influenza su tutti i risultati del calcolo, un test del flusso aerodinamico fornirà il risultato più affidabile e spesso anche più conveniente.

Questo ha l'ulteriore vantaggio che non si basa su alcuna norma nazionale ed è applicabile a livello internazionale. Esso fornisce solo i dettagli per quanto riguarda i coefficienti aerodinamici dei singoli componenti. La determinazione della velocità del vento e della pressione dinamica risultante avviene invece secondo le norme nazionali di ogni Paese.

4.2.4 Costruzione dell'impalcato

La costruzione dell'impalcato è senza dubbio la fase realizzativa più complessa ed impegnativa di tutto il Mersey Gateway Bridge. Essendo un ponte di grande luce che attraversa un fiume, la sua costruzione deve essere fatta con il già descritto metodo della costruzione a sbalzo con avanzamento dai piloni (Figura 289).

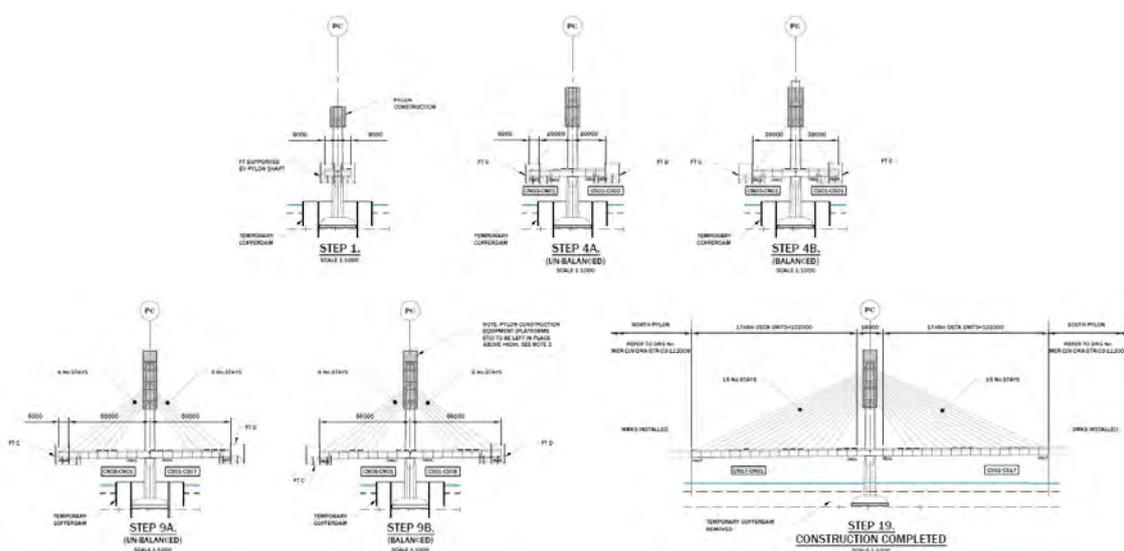


Figura 289. Procedimento costruttivo dell'impalcato del Mersey Gateway Bridge

Come già osservato, i piloni sono soggetti a delle eccitazioni aerodinamiche durante la costruzione; per cui ci si aspetta che questi effetti vengano mitigati dalle attrezzature che si utilizzano in questa fase.

Il getto dei vari conci di impalcato, inoltre, viene eseguito in più fasi, esattamente quattro, come rappresentato in Figura 290:

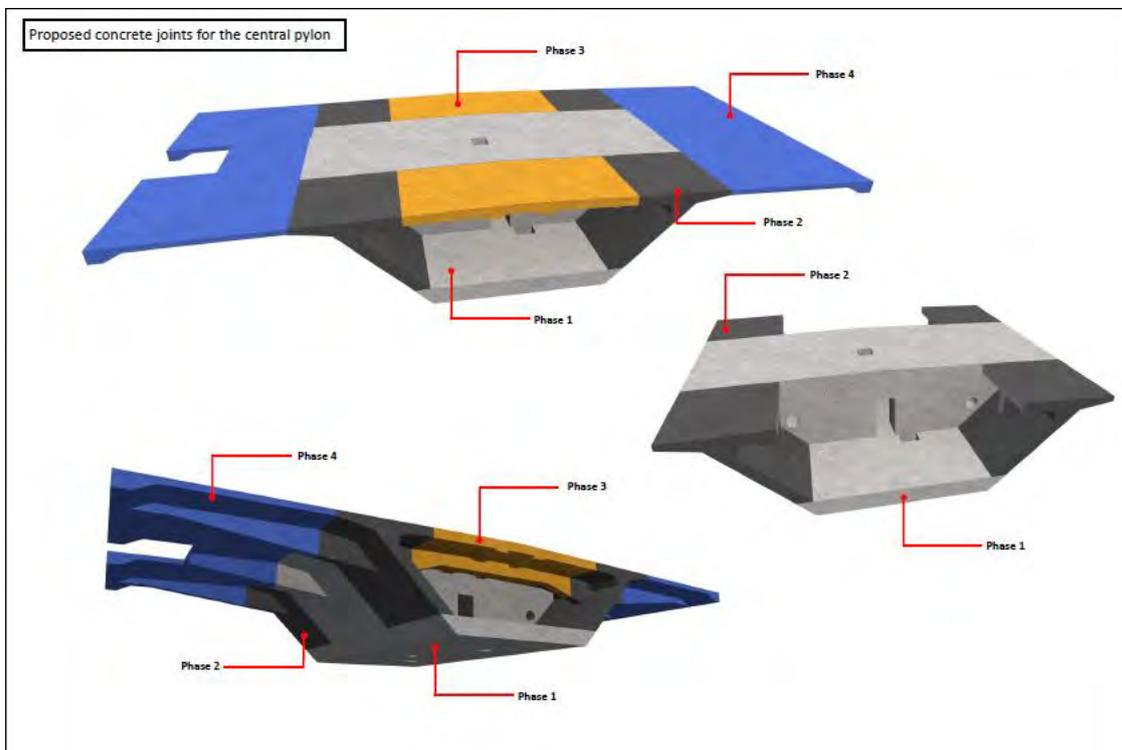


Figura 290. Fasi realizzative dei conci di impalcato

Mentre le prime tre fasi, ossia il nucleo centrale del cassone, vengono eseguite subito una di seguito l'altra, l'ultima fase, ossia il getto della ali del concio, viene eseguita in ritardo, a distanza di tempo dalle altre, in modo tale che si possa realizzare continuamente su tutta la lunghezza dell'impalcato utilizzando un carro specifico che si vedrà più avanti. Nello studio delle attrezzature di questa fase costruttiva, quindi, bisognerà necessariamente tenere conto di questa modalità operativa.

La progettazione di questo componente strutturale, tuttavia, deve necessariamente essere scissa nello studio di come poter realizzare i conci in testa pila, ossia quelli posizionati in corrispondenza dei piloni del ponte, e i restanti conci sospesi a sbalzo; infatti, per poter cominciare a realizzare i secondi, i primi devono essere già ultimati (come si può osservare dalla sequenza operativa riportata in Figura 289), e ciò richiede l'utilizzo di attrezzature nettamente diverse.

4.2.4.1 Costruzione dei conci in testa pila

La progettazione di questa fase, in breve, si basa su queste considerazioni:

- le casseforme possono essere sollevate da gru o da martinetti idraulici;
- sono richieste piattaforme di accesso a livello del getto di calcestruzzo;
- la soluzione preferita è quella di sostenere i casseri tramite un'impalcatura fissata alla parte inferiore del pilone. Infatti la puntellazione dal basso non sarebbe preferibile, poiché non vi sono sufficienti garanzie in termini di cedimenti sotto carico, sia assoluti che differenziali, all'interno dello scavo per le fondazioni lasciato asciutto, che viene quindi riempito prima della realizzazione;
- le fasi 1, 2, 3 sono le strutture che verranno costruite usando questi casseri. La fase 4 verrà costruita utilizzando un carro apposito dopo il disarmo di questi elementi;
- il calcestruzzo verrà gettato usando una pompa apposita;
- gli ancoraggi da utilizzare devono comunque garantire un ottimo risultato visivo del getto effettuato, essendo a faccia vista;
- bisogna tenere conto della sequenza costruttiva;
- bisogna considerare il metodo di montaggio e smontaggio dell'attrezzatura.

È necessario operare, anche per questi particolari del Mersey Gateway Bridge, una differenziazione nei metodi costruttivi. In corrispondenza dei piloni Nord e Sud, infatti, essendo il relativo concio di impalcato non un tutt'uno con le relative sottostrutture, ma sospeso da pila e pulvino per inserirvi i dispositivi di appoggio (si veda la Figura 168), si prevede l'utilizzo di un carro scorrevole per il getto dei conci di impalcato (che verrà visto in dettaglio in seguito) con apportate modifiche ed aggiunte per adattarsi a questo contesto non propriamente specifico, dato che la puntellazione dal basso è esclusa; sul pilone Centrale, invece, data la continuità esistente tra pila ed impalcato che impedisce l'uso delle attrezzature precedenti, in accordo con quanto preferibile, si prevede l'utilizzo di un sistema composito costituente un'impalcatura fissata al pilone sottostante.

Il sostegno viene realizzato ancorando attorno al pulvino del pilone Centrale quattro mensole HSB a coppie dotate di sottoponte e con una o due prolunghe per ogni lato, sulle cui piattaforme si vanno a posizionare, in corrispondenza delle due facce viste in direzione trasversale, il sistema di puntellazione GASS, costituito da una serie di torri a

quattro puntelli componibili e tenuti insieme da telai di varia misura, che vengono uniti tra loro in modo tale da dare forma a dei sistemi intelaiati molto robusti, stabili e resistenti, e, in corrispondenza delle due facce viste in direzione longitudinale, quattro travi reticolari a media portata T30 legate a coppie da tubi in acciaio di diametro $\phi 48$ in modo tale da formare due strutture reticolari solide ed efficaci non affette da instabilità laterale. Questi supporti sostengono a loro volta in sommità un piano costituito da una orditura primaria di correnti d'acciaio, una orditura secondaria di travi di legno e dei fogli di multistrato che funge sia da piattaforma di lavoro (passerelle di camminamento, mensole di getto etc.) che da fondo della cassaforma per il getto del cono di impalcato.

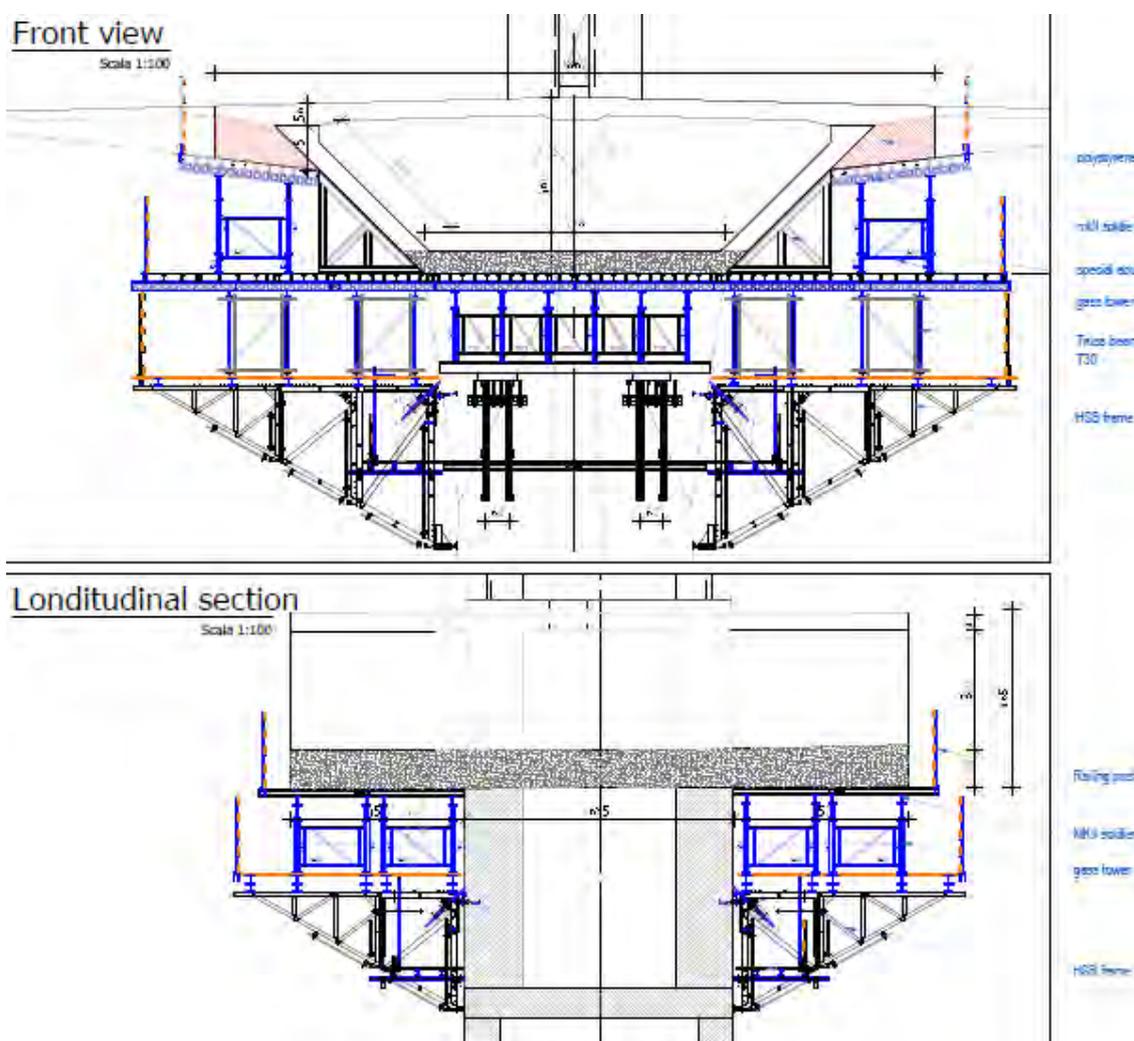


Figura 291. Impalcatura di sostegno per getto cono di impalcato del pilone Centrale e Fase I di getto

Piccolo accorgimento che è necessario prendere su questa attrezzatura è quella di ancorare al pulvino le mensole HSB in direzione trasversale con un pezzo aggiuntivo

speciale sulla base di regolazione (Figura 292) per riuscire ad installare la piattaforma perfettamente in orizzontale.

Per il getto del nucleo centrale del cassone le operazioni si dividono in tre fasi distinte.

Nella prima, visibile in Figura 291, si getta in modo semplice e veloce la soletta inferiore del cassone, utilizzando come cassero il piano dell'impalcatura di sostegno; per dare alle anime l'inclinazione di progetto,

si pone in opera una speciale centina in legno (Figura 293) creata ad hoc e dotata di un foglio di multistrato per garantire un buon risultato finale.

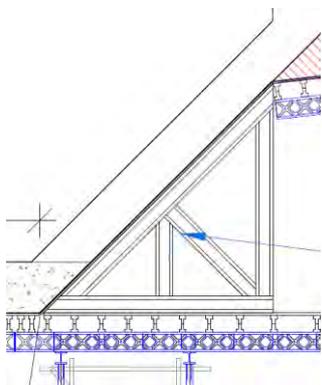


Figura 293. Centina in legno per il getto del conio di impalcato

La seconda fase consiste nel getto delle anime inclinate della sezione di impalcato e delle relative parti di soletta superiore ed ali (Figura 296). Per fare ciò, si prepara e dispone una cassaforma a trave interna ancorata sulla soletta già gettata e sulla centina in legno (Figura 294); questo cassero deve inoltre essere dotato di una lamiera di disarmo come quella di Figura 199 per poterlo staccare dal getto appena maturato e di due sbadacchi o puntelli polacchi per portare il carico superiore ed evitare che conseguentemente si deformi e chiudi. Il foglio superiore di questo cassero viene allungato e dotato di spondina e parapetto per creare un altro camminamento. Esternamente, in questa fase di getto, bisogna considerare che ci sono anche gli inizi dei traversi di rinforzo ogni 6 m da dover realizzare; per fare ciò, si utilizzano due grandi negativi di polistirolo tagliati opportunamente ancorati a due casseri a telaio di chiusura laterali e messi in opera come rappresentato in Figura 295.

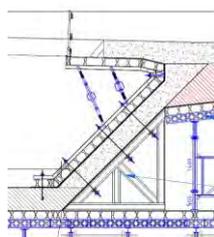


Figura 294. Cassero per getto anime inclinate

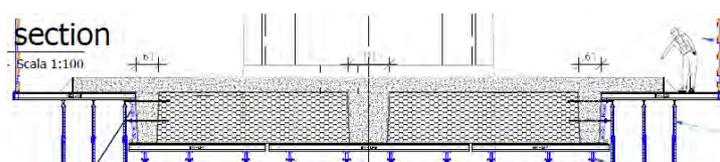


Figura 295. Dettaglio getto traversi di rinforzo esterni

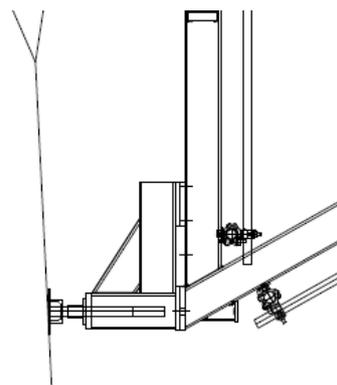


Figura 292. Pezzo speciale di regolazione per mensole HSB

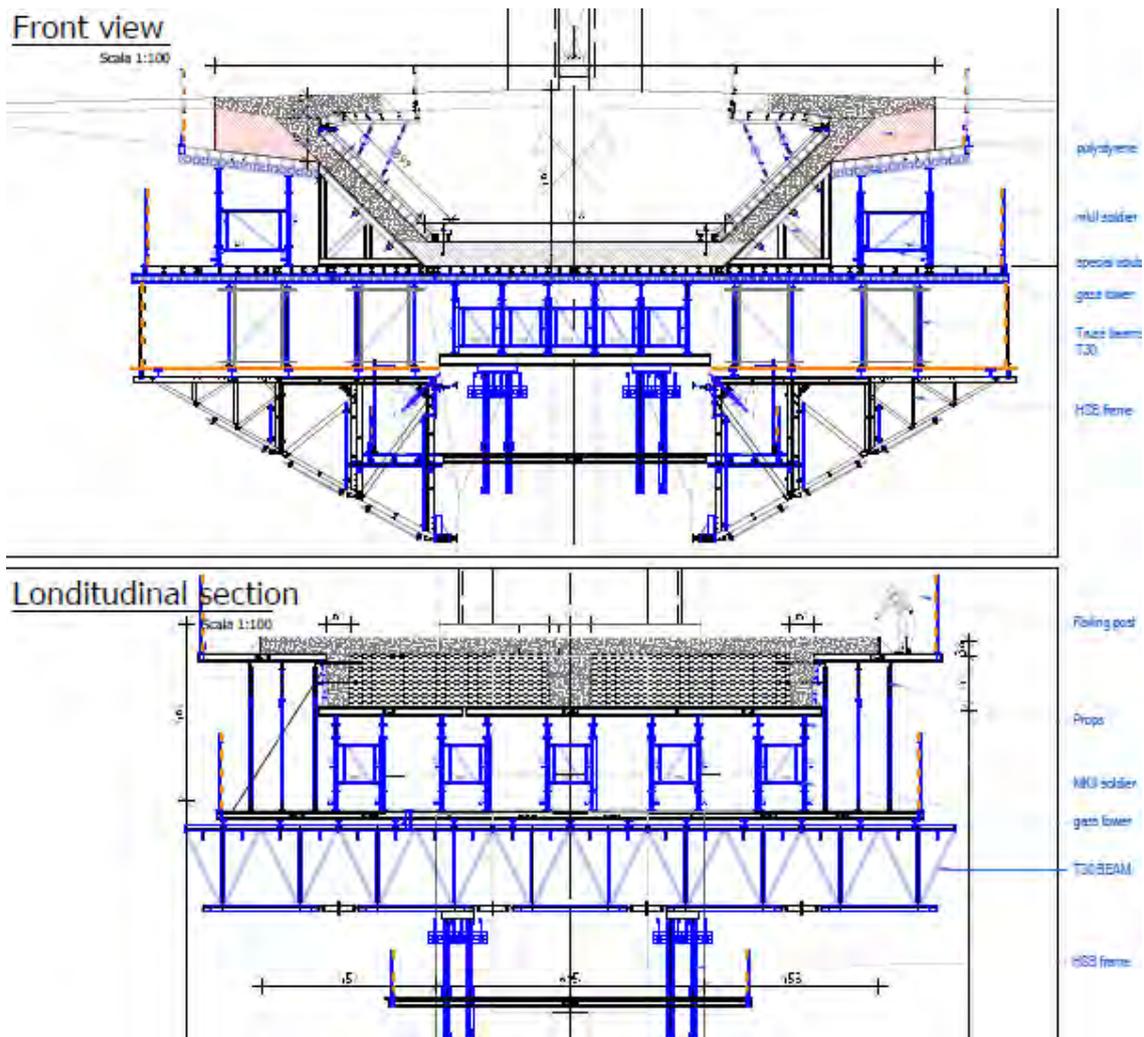


Figura 296. Getto concio di impalcato pilone Centrale: Fase 2

Per sostenere il getto delle parti di ali esterne al cassone si posizionano ulteriori torri GASS con piani in legno al di sotto dei blocchi di polistirolo e dei puntelli classici dove questi non sono necessari. In Figura 296 inoltre si vedono esplicitamente le travi reticolari a media portata T30 poste in opera sulle facce del pulvino in direzione longitudinale.

Per invece dare forma alle parti dei traversi di rinforzo interne al cassone, si utilizza un cassero cosiddetto "telescopico", perché regolabile in altezza (visto che questi traversi non hanno tutti lo stesso sviluppo verticale): esso infatti è sostenuto inferiormente da un sistema di puntelli tali per cui il fondo del cassero si può alzare ed abbassare e che tengono in posizione i casseri a telaio o speciali in acciaio di delimitazione verticale (Figura 297). Se invece di un traverso bisogna gettare un muro, si utilizzano semplicemente i soli casseri a telaio.

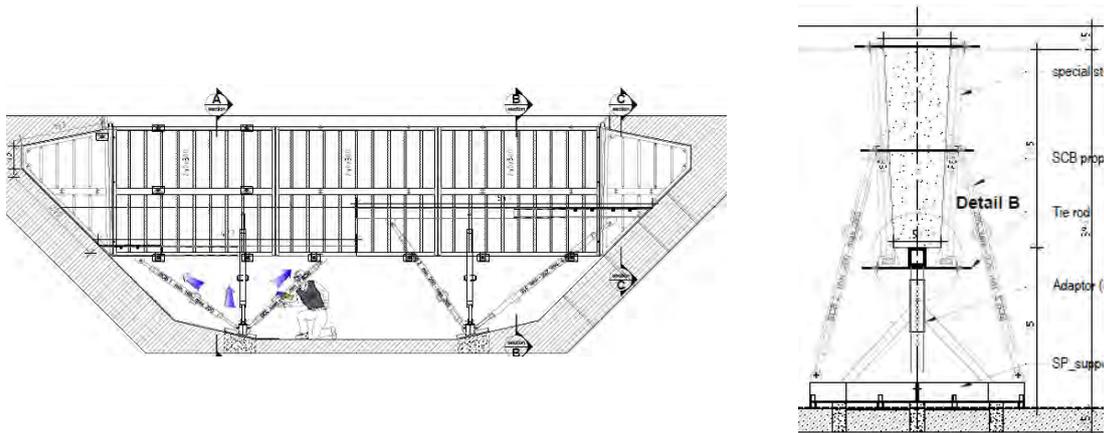


Figura 297. Prospetto e sezione cassero telescopico per getto parte interna dei traversi di rinforzo

Per completare il cassone della sezione di impalcato in corrispondenza del pilone Centrale, in terza fase si getta la soletta superiore del cassone in questione tramite l'utilizzo di una cassaforma per solai a puntelli e tavoli in legno, dello stesso principio di quella utilizzata nel caso della costruzione dei pulvini (Figura 298).

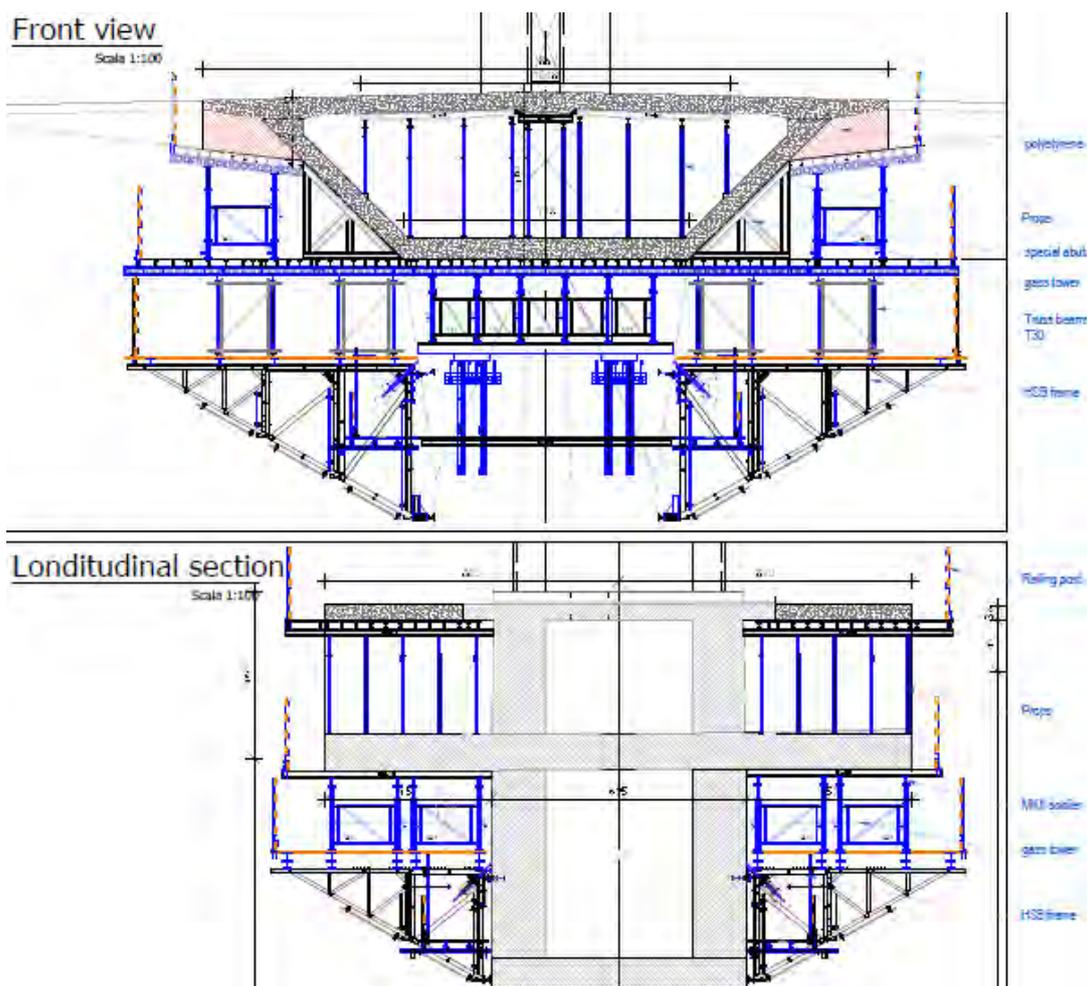


Figura 298. Getto concio di impalcato pilone Centrale: Fase 3

4.2.4.2 Descrizione del sistema di puntellazione GASS



Figura 299. Esempio di torre GASS

Il sistema di puntellazione GASS è un sistema in alluminio convalidato da migliaia di applicazioni; grazie alle sue numerose qualità viene impiegato in tutto il mondo anche in grandi progetti di costruzione particolarmente impegnativi.

Il sistema GASS soddisfa le esigenze più specifiche in materia di maneggevolezza, flessibilità e sicurezza; pertanto costituisce la prima scelta, preferita anche per la sua convenienza, grande versatilità e portata accelerando i cicli di costruzione ed incrementando la produttività.

Può essere utilizzato come puntello singolo, torre di puntellazione o a formazione di tavoli a grande superficie per l'esecuzione di solai.

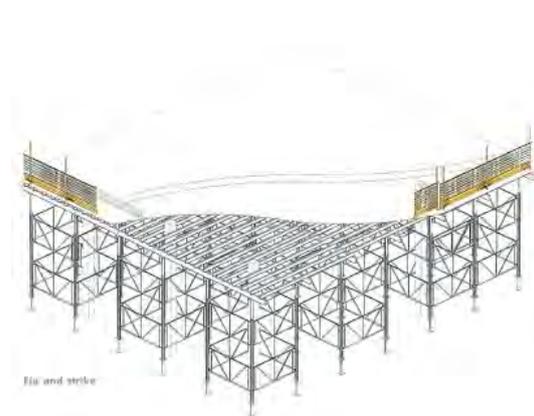


Figura 300. GASS come torri di puntellazione

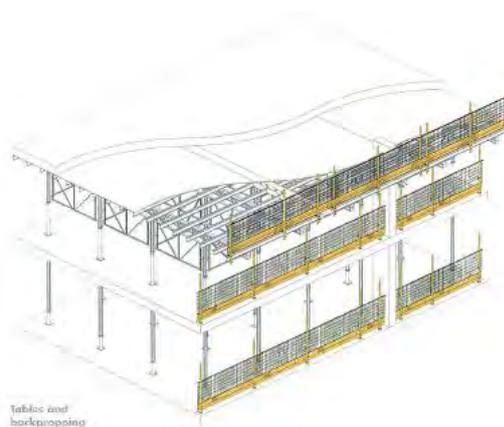


Figura 301. GASS come formazione di tavoli a grandi superficie o singoli puntelli

Tre componenti di serie sono sufficienti per realizzare facilmente e rapidamente impalcature di sostegno sicure: l'elemento esterno, l'elemento interno ed il telaio di collegamento.

L'elemento esterno (Figura 302) è il corpo principale del puntello e può essere lungo 1,40, 2,49, 3,58 o 4,67 m; il suo profilo ad 8 incavi consente una grande versatilità per l'attacco dei telai in più direzioni. Il fermo inferiore permette all'elemento interno di essere fissato in sicurezza ogni volta, mentre il suo profilo ad 8 incavi conferisce a questo alta rigidezza. L'elemento interno (Figura 303) costituisce il piede di regolazione

del puntello; il trattamento del filo non richiede l'aggiunta di lubrificante. Se vi è la necessità di raggiungere altezze elevate, i due puntelli terminali dotati di regolazione possono venire interposti da elementi intermedi (Figura 306), lunghi 0,50, 1,40, 2,49, 3,58 o 4,67 m e con stessa sezione e piastra terminale. I puntelli sono dotati di piastre di collegamento che si incastrano saldamente le une con le altre in fase di montaggio e vengono fissate a vite mediante dispositivi di bloccaggio rapido (Figura 307).

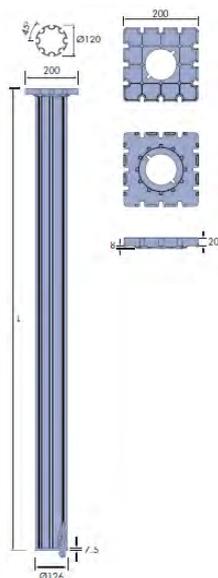


Figura 302. Elemento esterno

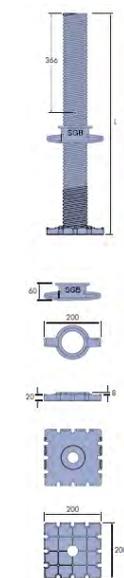


Figura 303. Elemento interno



Figura 304. Esempio elemento esterno



Figura 305. Esempio elemento interno



Figura 306. Elemento intermedio

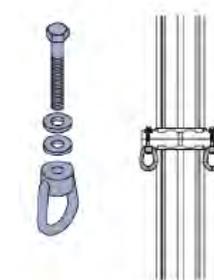


Figura 307. Collegamento testa/testa



Figura 308. Esempio collegamento testa/testa

I vari puntelli vengono tenuti insieme dai telai di collegamento (Figura 310); alti 1,00 m e larghi 1,20, 1,80, 2,40 o 3,00 m, conferiscono al sistema molta versatilità con un numero minimo di componenti. Se all'interno di una torre di puntellazione si dispongono delle scale a pioli con dei pianerottoli di accesso (che è possibile in questo sistema), questi telai diventano degli ottimi corrimano e parapetti. Essendo dotati di solo 4 agganci, il loro montaggio risulta molto rapido, ed inoltre tutti i dispositivi di bloccaggio sono progettati in modo che chiunque sia presente in cantiere noti immediatamente se sono aperti o chiusi. Bastano pochi gesti per collegare telaio e montanti bloccandoli in modo da renderli inamovibili. I telai in alluminio sono molto rigidi, pertanto non occorre alcun ulteriore elemento di irrigidimento; possono inoltre essere rimossi dal sistema eretto, per consentire l'accesso di personale e materiali.



Figura 309. Esempio telai di collegamento

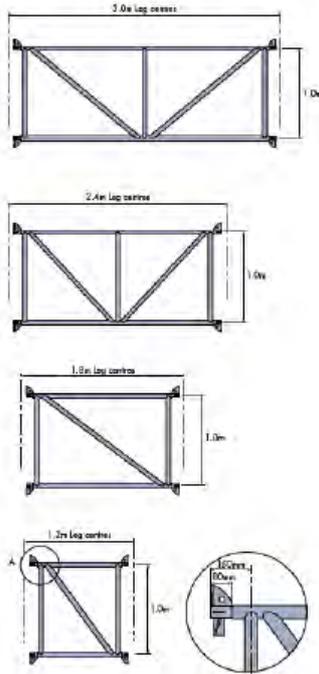


Figura 310. Telai di collegamento



Figura 311. Aggancio telaio a montante

Il sistema GASS può quindi essere montato con rapidità, senza limitarne la stabilità e la sicurezza. Il modesto peso dei componenti in alluminio consente di montare unità complete di dimensioni maggiori. I telai vengono semplicemente inseriti nell'apposito intaglio del puntello e bloccati con un colpo di martello.

Se viene utilizzato come torre di puntellazione o per formare tavoli, sulle teste superiori dei montanti si piazzano delle forcelle adatte per posizionare le travi di legno o i correnti metallici di orditura primaria, sui quali poi collegare l'orditura secondaria e il multistrato di finitura.

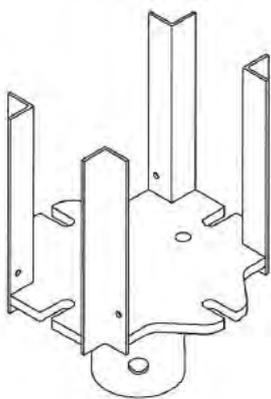


Figura 312. Forcella di alloggiamento travi orditura primaria

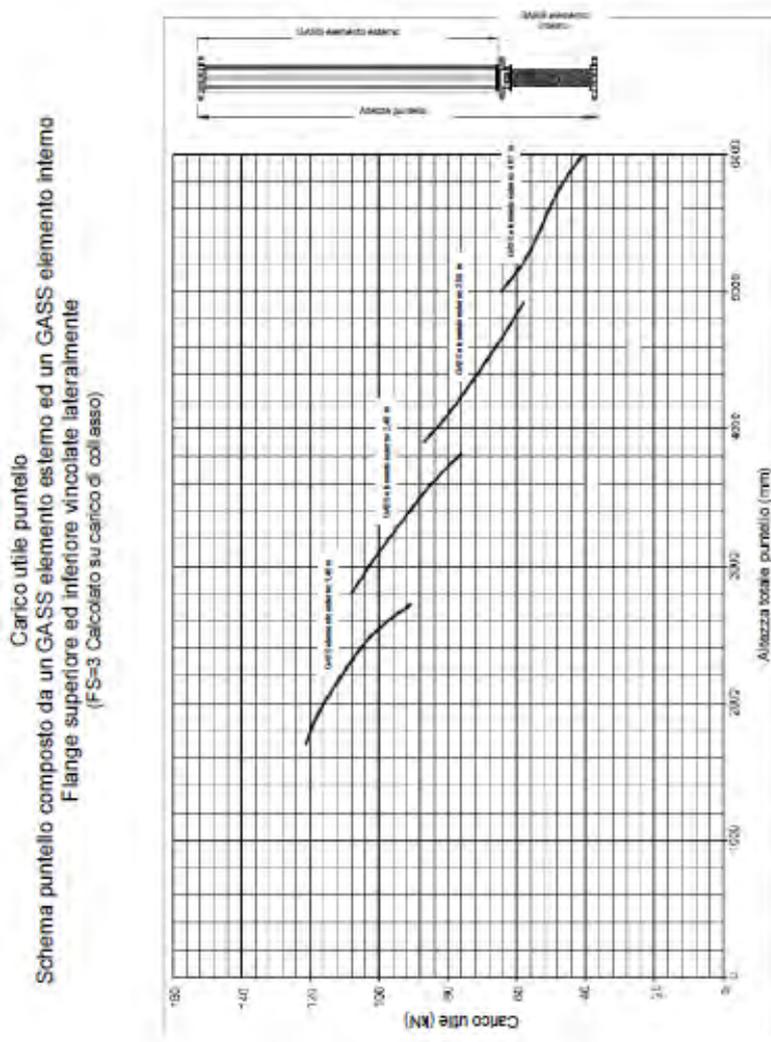


Figura 313. Esempio forcella terminale



Figura 314. Esempio tavolo superiore

In qualsiasi modo viene utilizzato, a farla da padrone per quanto riguarda il dimensionamento del sistema GASS è sempre il singolo puntello, per il quale non deve essere superato il carico massimo ammissibile. La tabella di carico è la seguente:



Si vede quindi che il dato discriminante, come per tutti i tipi di puntello, è la sua altezza massima, per la quale il carico va via via riducendosi; comunque, si può dire che l'elevato carico massimo riduce il numero di componenti richiesti. Il carico totale agente su tutti i puntelli del sistema GASS si calcola anche in questo caso secondo il grafico di pagina 166 valido per i sistemi di puntellazione.

Dato l'alto carico massimo su ogni montante, il sistema GASS è molto adatto per supportare il getto degli impalcati di ponti dove possibile, in particolare impalcati larghi e con un peso di calcestruzzo notevole. Inoltre, rispetta tutte le prescrizioni riportate nella già citata norma DIN 4421.

4.2.4.3 Descrizione delle travi a media portata T30



Figura 315. Esempio di trave a media portata T30

Le travi reticolari a media portata T30 costituiscono un sistema costruttivo adatto al sostegno inferiore di strutture non ancora autoportanti (come impalcati da ponte), funzionante in doppio appoggio (ma si presta anche ad altri usi). Trova molto impiego nell'ingegneria civile, nelle costruzioni industriali e nelle

grandi opere, e nella costruzione di ponti. Nella costruzione di ponti, risulta un sistema di sostegno economico per campate dai 12 ai 24 m circa di luce.

Queste travi hanno una altezza complessiva di 2,25 m; sono disponibili in pezzi singoli della lunghezza rispettivamente di 6,0, 3,0 (utilizzabili sia come pezzi intermedi che come pezzi di estremità) e 2,0 m (utilizzabile solo come pezzo intermedio), componibili in vario modo in modo tale da raggiungere la luce di campata desiderata.

L 6,00 ml

L 3,00 ml

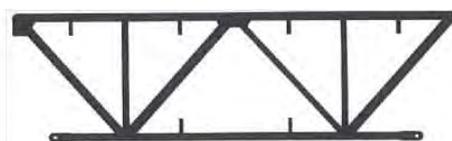


Figura 316. Elemento universale L = 6,0 / 3,0 m

L 2,00 ml



Figura 317. Elemento intermedio L = 2,0 m

I singoli elementi costituenti vengono connessi tra loro per mezzo di semplici dadi e bulloni di dimensioni consistenti sul corrente superiore e da specifici tenditori (Figura 318) sul corrente inferiore.

Le travi reticolari T30, a causa della conformazione dei loro correnti, si devono appoggiare soltanto sulle estremità del corrente superiore, che devono essere quindi dotate di una staffa di supporto (Figura 319); per aiutare quindi il corrente superiore stesso, ma anche la trave nella sua interezza, in particolare per prevenire l'instabilità laterale, solitamente le travi reticolari T30 vengono rinforzate accoppiandole a due a due per mezzo di tubi e giunti, in modo tale da creare una struttura reticolare tridimensionale di sostegno molto robusta, stabile e resistente.

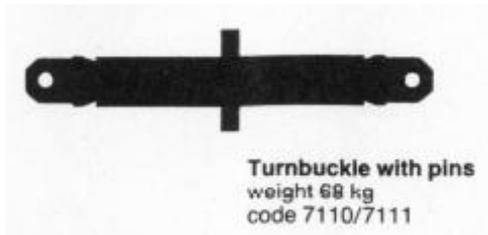


Figura 318. Tenditore di collegamento inferiore



Figura 319. Staffa di supporto per appoggi

Questo sistema di supporto è omologato secondo le più comuni normative riguardanti il sistema di casseforme ed impalcature, ed ogni singola trave può resistere ad un momento flettente massimo di 1087 kNm e ad una reazione vincolare massima su ogni appoggio pari a 306 kN. I dati di carico, in funzione della luce di campata da coprire, sono riportati nella tabella seguente, in cui sono indicati anche il numero dei componenti necessari per coprire tale luce:

Material specification table (abbrev.)													
Clear span (m)	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24
Support reaction max (kN)	282	239	254	244	250	230	225	213	205	197	191	184	181
Bend. moment max (kNm)	846	777	889	914	1002	975	1013	1011	1025	1036	1053	1058	1087
Safe load (kN/m)	47.0	36.8	36.3	32.5	31.3	27.0	25.0	22.4	20.5	18.8	17.4	16.0	15.1
Deflection (mm)	16	17	21	23	27	29	33	36	39	43	47	51	55
Weight (t)	1.13	1.33	1.35	1.45	1.57	1.66	1.68	1.88	1.90	2.0	2.12	2.21	2.23
Universal sections 6 m	2	1	2	2	2	2	3	2	3	3	3	3	4
Universal sections 3 m	-	1	-	1	-	1	-	1	-	1	-	1	-
Intermediate sections 2 m	-	2	1	-	2	1	-	2	1	-	2	1	-
Support brackets	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
Turnbuckles with pins	1	3	2	2	3	3	2	4	3	3	4	4	3

4.2.4.4 Costruzione dell'impalcato vero e proprio

Dopo l'ultimazione dei conci di impalcato in corrispondenza dei vari piloni realizzati con le attrezzature ed i metodi sopra descritti, è possibile procedere con la costruzione del resto dell'impalcato del Mersey Gateway Bridge. Poiché si tratta di un ponte di grande luce che scavalca un fiume il cui corso d'acqua non viene minimamente deviato durante le attività di cantiere, il getto dei vari conci per mezzo di puntellazione dal basso è escluso per la presenza dell'acqua, così come è escluso il getto tramite l'ausilio di travi temporanee di sostentamento poiché non riescono a coprire le luci richieste senza appoggi intermedi provvisori. L'unica soluzione fattibile è quindi quella di costruire l'impalcato a sbalzo simmetricamente dai tre piloni (per indurre in questi soltanto ed

esclusivamente carichi verticali), gettando i vari conci in appositi carri scorrevoli sull'impalcato già costruito (Figura 320).



Figura 320. *Costruzione a sbalzo dell'impalcato del Mersey Gateway Bridge*

Il carro che può essere utilizzato per tale tipo di operazioni è un classico carro per il getto di conci a sbalzo:

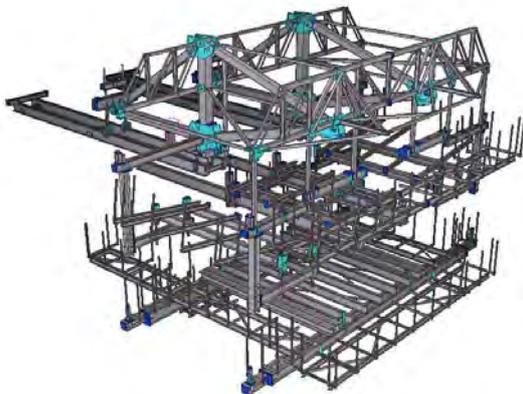


Figura 321. *Carro per getto conci a sbalzo: prospettiva anteriore*

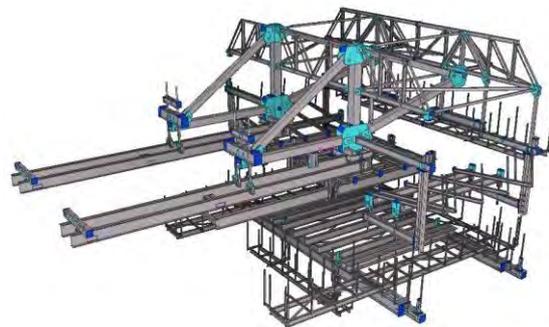


Figura 322. *Carro per getto conci a sbalzo: prospettiva posteriore*

Questa attrezzatura è composta da:

- Due o più strutture principali allineate all'asse del ponte (Triangoloni, Figura 323);
- Due travi tralicciate ai primi perpendicolari (Figure 325 e 326);
- I gruppi di sospensione legati ai tralicci;

- La piattaforma inferiore;
- La struttura di sostegno delle ali esterne (in questo caso poco utile perché come già detto le ali del cassone vengono gettate in seconda fase);
- La struttura di sostegno della soletta tra le anime;
- I casseri per la realizzazione della sezione richiesta;
- Binari, cilindri di traslazione, cilindri di regolazione verticale, cilindri di sostegno dei pesi, ruote e quant'altro necessario che completi l'attrezzatura.

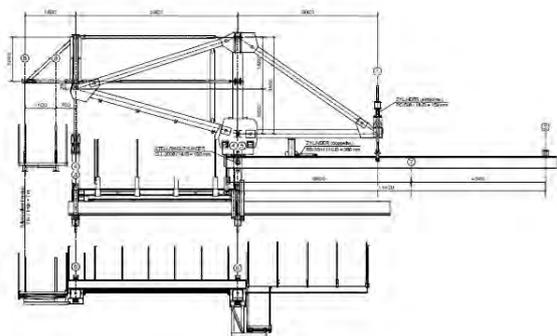


Figura 323. Sezione longitudinale

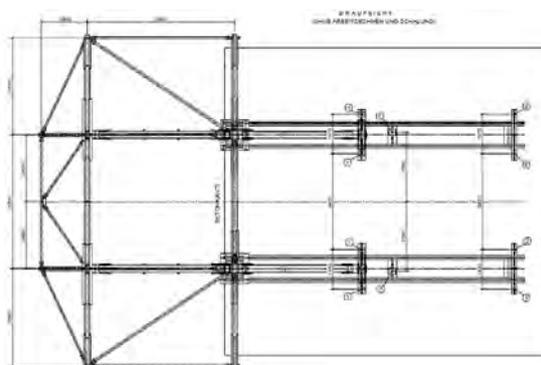


Figura 324. Pianta

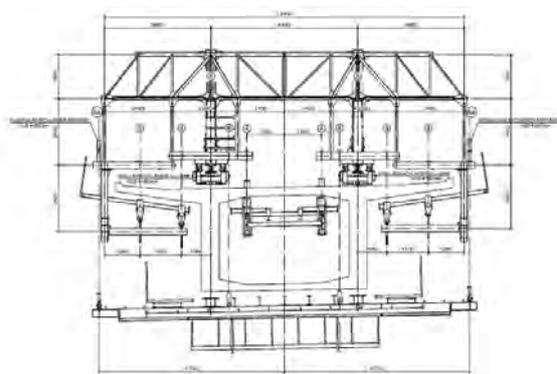


Figura 325. Vista frontale anteriore

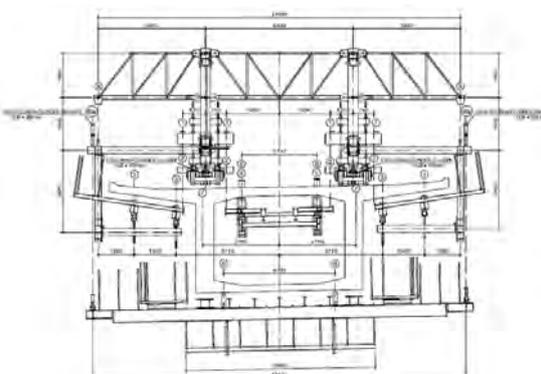


Figura 326. Vista frontale posteriore

Al carro, interamente realizzato in acciaio e pensato per sostenere il peso del concio, vengono via via "legati" i vari casseri per le diverse fasi di getto del cassone (dello stesso tipo di quelli usati per i conchi di impalcato in corrispondenza dei piloni), che hanno la funzione di contenere le spinte orizzontali delle pareti ed i pesi derivanti dal getto. Il carro invece è sostenuto dal concio precedentemente realizzato e dal relativo strallo, già installato e tesato per contribuire a questo sostentamento.

Tutta la struttura si presta ed è ideata per un assemblaggio rapido e semplice (per lo più perni ad incastro).

L'apparecchiatura viene sostenuta, sollevata di 80 mm ed abbassata anteriormente per mezzo di due cilindri con ghiera, con stelo a testa sferica per assorbire le pendenze (max 5%) con corsa di 100 mm.

Posteriormente due cilindri con corsa di 150 mm consentono la messa a piombo del carro. La "coda" è legata al getto del concio precedente tramite coppie di tiranti; questo ancoraggio posteriore viene rilasciato (di 150 mm) per mezzo di due martinetti idraulici. Per il tensionamento iniziale degli ancoraggi vengono utilizzati cilindri cavi.

L'avanzamento di tutta l'attrezzatura, compresi i casseri interni al cassone, avviene idraulicamente tramite cilindri a doppio effetto supportati da tenaglie automatiche con corsa di 500 mm legati ai binari; quando il carro è in fase di armo, le ruote sono scaricate dal carico mediante l'abbassamento di cilindri idraulici di sostegno.



Figura 327. Ancoraggio al getto precedente e messa a piombo del carro

La portata di una attrezzatura di questo tipo (calcestruzzo fresco, cassetta e suoi accessori, travi ed ulteriori sovraccarichi) può essere realizzata su misura e si colloca usualmente tra 1000 KN e 3500 KN. Il campo di applicazione di queste attrezzature prevede senza problemi e nell'ambito della effettiva capacità di portata di esercizio, altezze di cassone fino a 10 m, larghezze di piastre di fondo fino a 12 m e larghezze di carreggiata fino a 26 m.

Poiché la costruzione viene eseguita a sbalzo simmetricamente, il sistema è costituito da due strutture indipendenti che si muovono in direzioni opposte.



Figura 328. Carro per getto conci a sbalzo



Figura 329. Coppia di carri per costruzione simmetrica

Bisogna ricordare però che su ogni concio da gettare del Mersey Gateway Bridge c'è anche uno strallo da installare. Il carro appena descritto, quindi, potrebbe causare dei problemi per questa operazione, in quanto le sue sovrastrutture possono entrare in conflitto con lo strallo stesso ed impedirne il posizionamento a causa del loro ingombro (anche se, avendo il Mersey Gateway Bridge un unico piano verticale di strallatura in asse, questo problema potrebbe essere meno grave del previsto).

L'alternativa è dunque quella di utilizzare per la costruzione dell'impalcato un carro per il getto di conci a sbalzo con le strutture tralicciate portanti disposte sotto l'impalcato, stesso, come ad esempio quello raffigurato in Figura 330.



Figura 330. Carro per getto conci a sbalzo con struttura portante sottostante

Tale carro può essere composto da due telai principali e due tralicci secondari, realizzati interamente in acciaio e sostenenti i casseri per le varie fasi di getto del cassone di impalcato. Durante la fase di avanzamento, a supportare tutto il peso della struttura ci pensa esclusivamente il traliccio secondario superiore; lo scorrimento avviene su due binari posti quasi ai margini della

carreggiata e per mezzo di due cilindri principali.

Altra alternativa è invece quella di utilizzare un carro speciale del tutto simile a quello rappresentato in Figura 331. È costituito interamente in acciaio, ed è formato da una grossa trave a doppio uncino che sostiene un'ampia lastra conformata come la sezione di impalcato da gettare, rinforzata da una serie di travi più piccole di forma specifica pure

loro. L'avanzamento avviene per mezzo di due binari posizionati sulla parte superiore del concio gettato in corrispondenza delle estremità della trave a doppio uncino, dove sono collocate le ruote. Al di sopra della lastra di base si collocano quindi i vari casseri utili per le varie fasi di getto del cassone di impalcato. Questo carro viene detto speciale perché utilizzabile solo per questo specifico ponte, data la sua forma particolare e determinata.

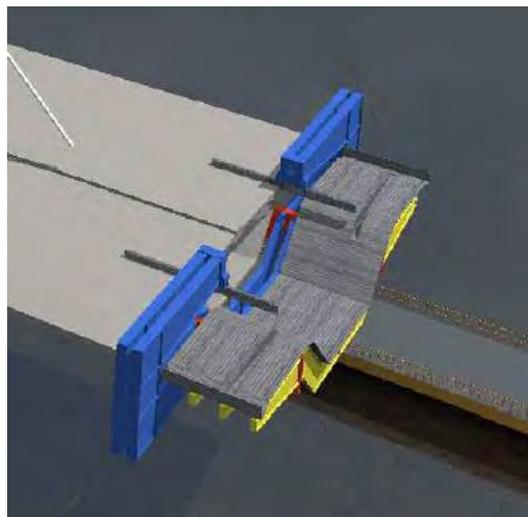


Figura 331. Carro metallico speciale per il getto dei conci a sbalzo

Queste attrezzature servono per gettare solo il corpo centrale del cassone d'impalcato del Mersey Gateway Bridge; infatti, come già spiegato, le ali della sezione vengono gettate in seconda fase, solo una volta che l'intero corpo centrale viene terminato. Le ali a sbalzo dell'impalcato vengono gettate, su tutta la lunghezza del ponte, con un carro previsto come quello in Figura 332.

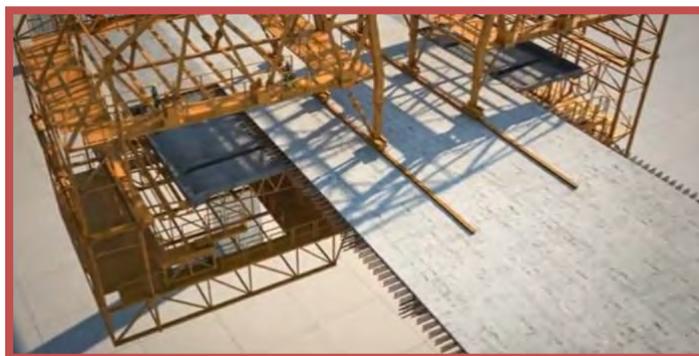


Figura 332. Carro per il getto a sbalzo delle ali di impalcato

L'ossatura portante longitudinale è costituita da due travi reticolari scorrevoli su binari, mentre l'orditura superiore è realizzata con una struttura tralicciata. Le ali del carro sono anch'esse realizzate con profili telescopici in acciaio completi di cilindri oleodinamici doppio effetto per armo e disarmo orizzontale e verticale. La traslazione avviene mediante *tir-fort*: quando il carro è in fase di armo, le ruote sono scaricate dal carico mediante l'abbassamento di cilindri idraulici di sostegno. È completo di piani di lavoro con parapetti, fermapièdi, scale di accesso (così come tutti gli altri carri di cui si è

parlato d'altronde), in grado di consentire agli operatori di lavorare in piena sicurezza. Sulle ali sono inoltre collocati i casseri specifici per il getto delle ali dell'impalcato.

Una volta terminata anche questa fase costruttiva, e completate le opere di finitura, il Mersey Gateway Bridge può dirsi concluso.

Capitolo 5

PONTE SUL FIUME ADDA A MANTELLO, SONDRIO (2004 - 2006)



Ponte sul Fiume Adda a Mantello (SO)

Mantello è un comune italiano di 758 abitanti della provincia di Sondrio in Lombardia, situato ad ovest del capoluogo di provincia; è, dopo Dubino, il secondo comune che si incontra percorrendo, sul fondovalle della Valtellina, la Costiera dei Cech da ovest ad est. Esso è attraversato dalla SS 402, che si incrocia con la SP 42 che porta all'altra sponda del Fiume Adda; fin dall'antichità fu punto di passaggio importante proprio perché lungo questa arteria esisteva un ponte in legno che aveva un'importante funzione strategica, sia per la sua posizione, che ne faceva un passaggio obbligato per chi accedeva alla Valtellina, sia perché era uno degli unici tre ponti che si trovassero nel

raggio di 25 km che scavalcassero il Fiume Adda. Lo storico ponte in legno è stato poi, in tempi più recenti, a causa di varie vicissitudini, sostituito da un ponte in muratura, a sua volta soppiantato da un ponte a travata in calcestruzzo armato.

Questo manufatto aveva una sede stradale di modesta larghezza (3 m), che consentiva la presenza di una sola corsia, accessibile pertanto a senso unico alternato e che causava pesanti ingorghi in caso di incidenti. La lunghezza era di 100 m e si sviluppava su sei campate costituite da traversi e travi in cemento armato semplicemente appoggiate, di luce pari a 14,44 m ciascuna. Le due nervature principali che costituivano la struttura portante di ciascuna campata appoggiavano su cinque pile in alveo fondate ciascuna su 8 pali. La stabilità di questo attraversamento era stata compromessa dai fenomeni erosivi che avevano interessato il letto del fiume in quel tratto. L'abbassamento dell'alveo di circa 2,5 m, infatti, aveva scoperto le teste dei pali di fondazione sotto le pile determinandone la riduzione della resistenza alle azioni orizzontali; la ridotta lunghezza efficace



Figura 333. Vecchio ponte con pali di fondazione emersi

del palo aveva ridotto anche la sua capacità portante. Per queste ragioni il traffico sul ponte era stato limitato a quello leggero, vietando il transito agli automezzi di peso complessivo superiore a 35 quintali, limitazione severa pensando all'importanza strategica del ponte che collegava la zona residenziale con quella industriale.

La modesta larghezza dell'impalcato, le necessarie opere di rinforzo delle pile e le esigenze di trasporto di carichi maggiori del consentito hanno indotto gli enti locali a decidere per il rifacimento dell'opera, che dall'Ottobre del 2006 è stata sostituita da un nuovo elegante ponte strallato in calcestruzzo armato.

5.1 Descrizione generale del ponte

Il problema dell'attraversamento del Fiume Adda è stato risolto con la progettazione e costruzione di un nuovo ponte strallato autoancorato lungo in totale 76 m, suddiviso simmetricamente in due campate uguali di 38 m attraverso la collocazione di una pila in centro alveo, con sede stradale a due corsie da 3,5 m e due banchine da 1 m (categoria F1 DM 2001); la strallatura è conformata con uno schema ad arpa costituita da 4 serie di 4 stralli paralleli da circa 3000 KN ed equidistanti tra loro, con ancoraggi all'impalcato

distanziati di 6,875 m. L'altezza massima dell'estradosso dell'impalcato sopra il letto del fiume è di circa 8,5 m, le quote della sede stradale sulle due spalle sono 209,80 m e l'intradosso dell'impalcato in campata è a 209,5 m; il franco di sicurezza lasciato tra la quota di massima piena duecentenaria pari a 208 m e l'intradosso dell'impalcato varia da un minimo di 1 m ad un massimo di 1,5 m.

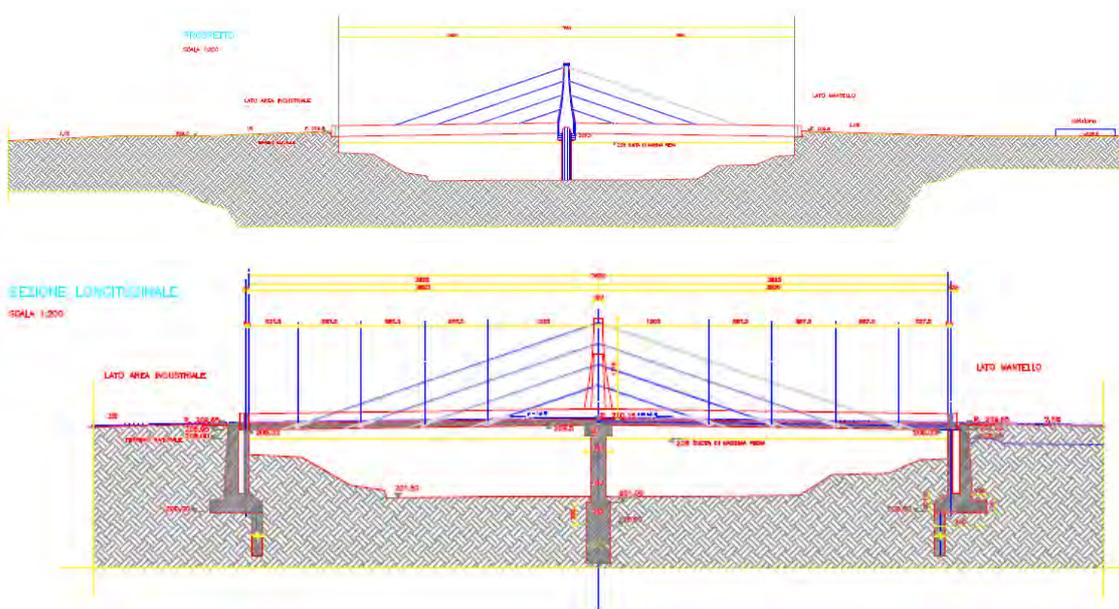


Figura 334. Prospetto e sezione longitudinale

Gli stralli verticalmente sono disposti su due piani apparentemente verticali, ma in realtà leggermente divergenti verso l'esterno rispetto all'asse dell'impalcato; essi sono sostenuti da due antenne quasi verticali rastremate, di altezza pari ad 11 m rispetto all'estradosso dell'impalcato e di sezione minima pari a 1x0,7 m e 1,2x3 m al piede. Le antenne hanno finitura verniciata, che costituisce la protezione del calcestruzzo.

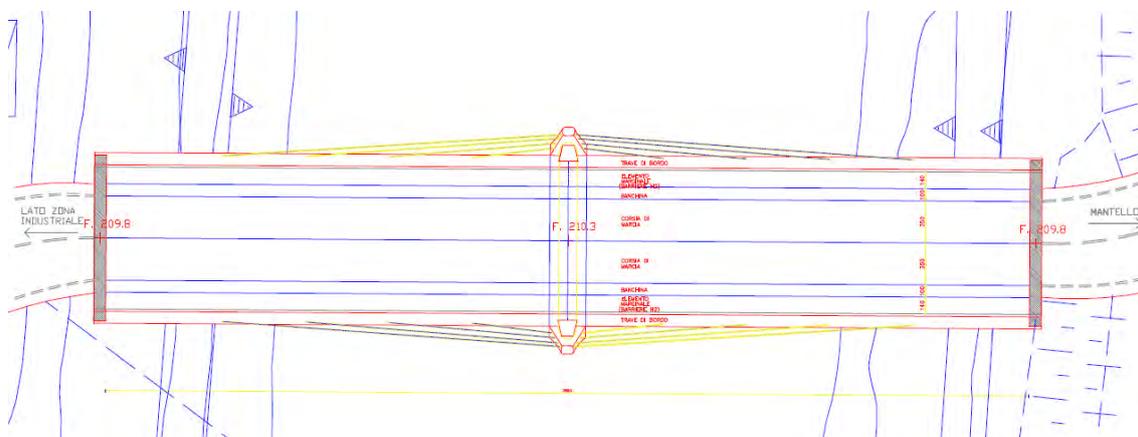


Figura 335. Pianta del ponte

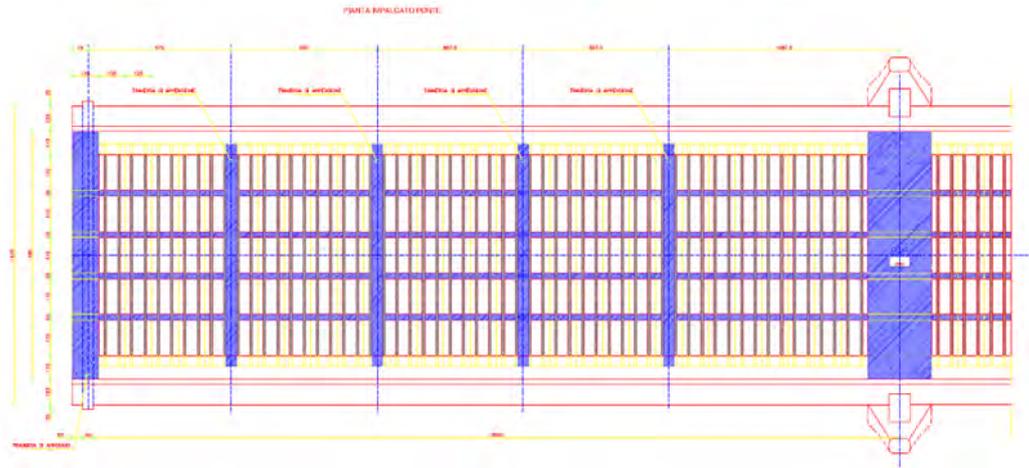


Figura 337. Pianta dell'impalcato

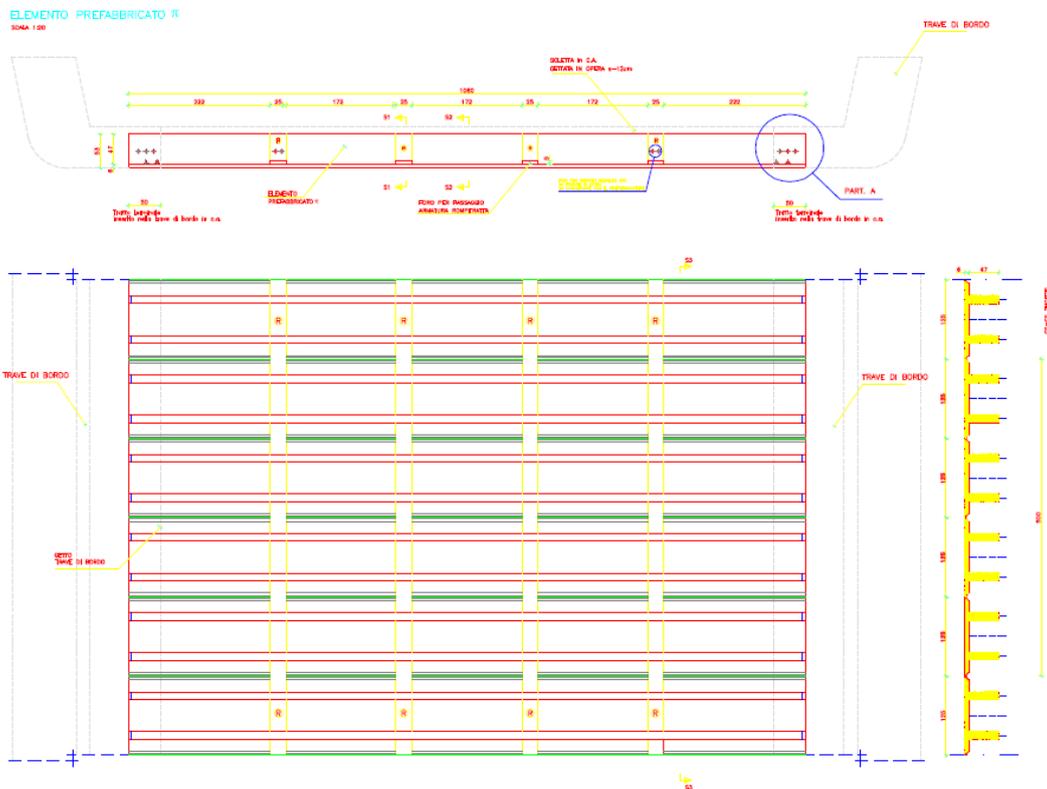


Figura 338. Carpenteria dei tegoli prefabbricati

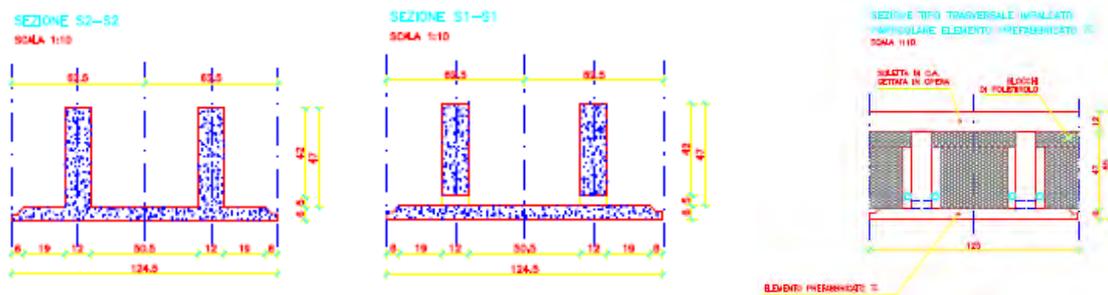


Figura 339. Sezioni e dettagli costruttivi elemento prefabbricato π

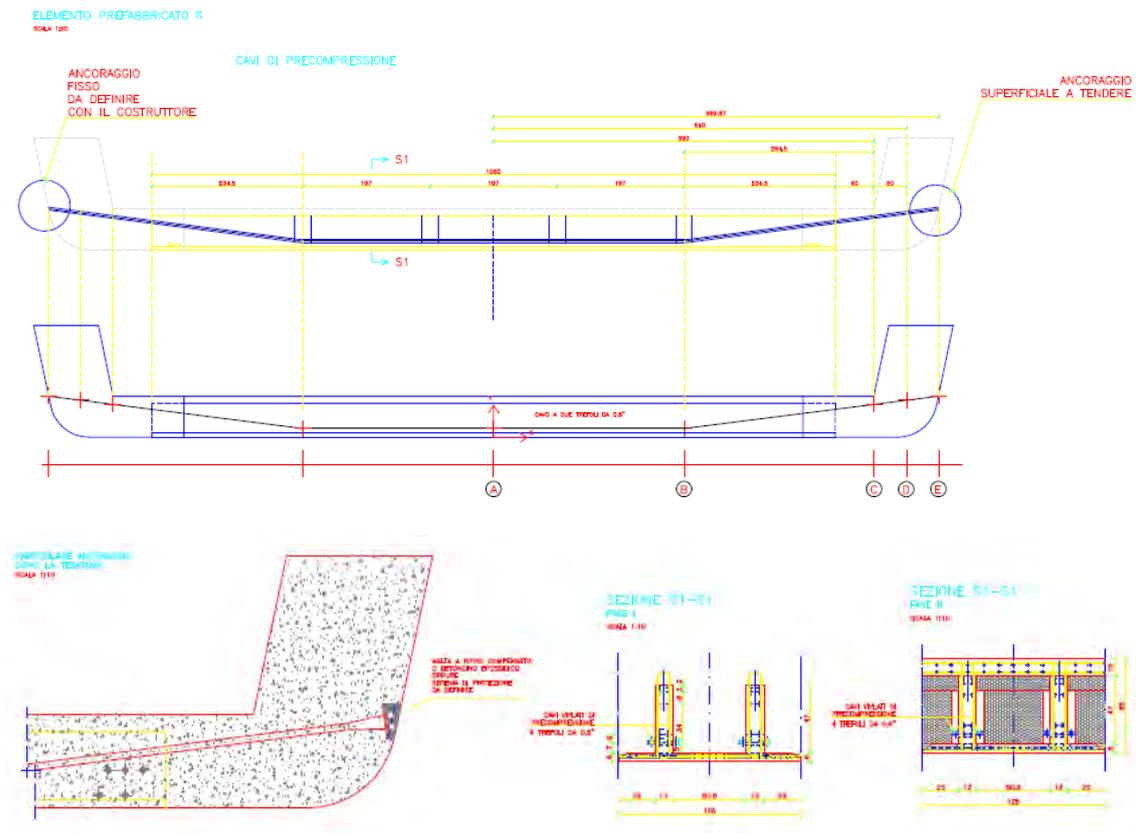


Figura 340. Sviluppo e particolari cavi di precompressione dei tegoli e di collegamento

Nella parte terminale degli elementi prefabbricati sono stati quindi previsti vari fori per il passaggio dell'armatura ordinaria della trave di bordo, trefoli e spinotti vari, che costituiscono insieme ai cavi di precompressione il collegamento tra elementi prefabbricati TT e travi di bordo parapetto.

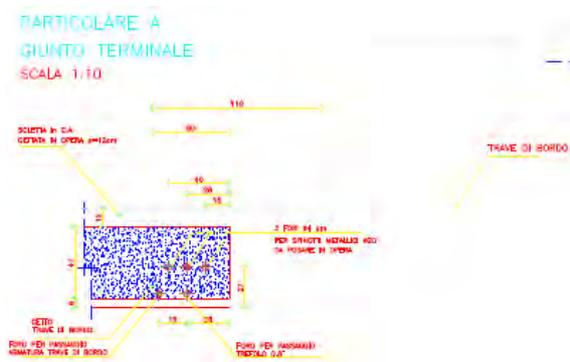


Figura 341. Particolare sovrapposizione trave di bordo - tegolo

Questa conformazione fa sì che l'impalcato possa essere considerato come un graticcio di travi e traversi in calcestruzzo armato.

Un particolare accenno va fatto per le traverse di appensione, in particolare per il nodo tra trave di bordo e strallo: attorno alla tasca per la tesatura della testa dello strallo, in corrispondenza degli ancoraggi, data l'elevata concentrazione di sforzi e tensioni in queste zone è necessario inserire dei cavallotti di armatura per trasferire le tensioni di

trazione dalla parte alta alla zona inferiore della trave di bordo ed infittire la staffatura della trave di bordo stessa.

Per quanto riguarda il sostegno verticale, il ponte è caratterizzato da una pila in alveo di forma allungata, lunga 16,40 m, larga 1,5 m e alta 7,3 m con le parti laterali conformate ad ellisse. Questa

sorregge un pulvino dalla forma pressoché uguale a quella dell'impalcato, ma solo più spessa, alto al massimo 2,95 m, lungo 3 m e largo come la pila; in corrispondenza della pila stessa, il pulvino funge anche da impalcato.

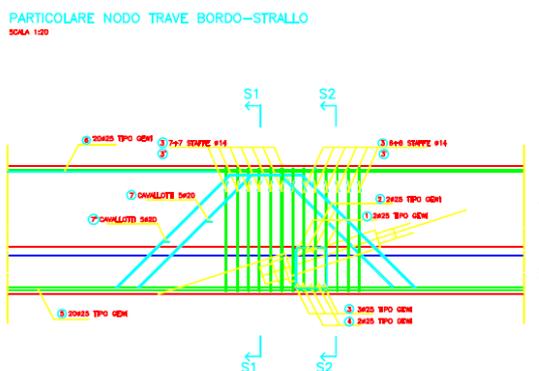


Figura 342. Dettaglio nodo trave di bordo - testa strallo

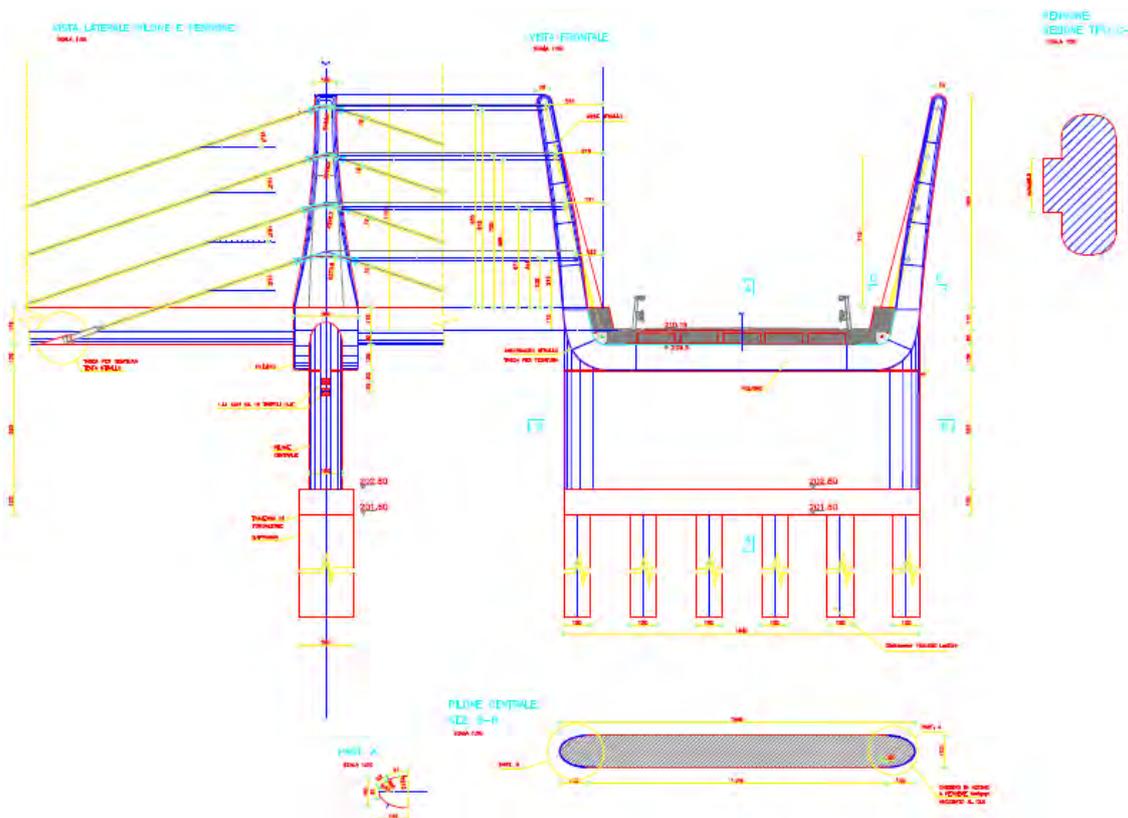


Figura 343. Caratteristiche pila e pulvino

Tra pila e pulvino è collocato uno strato di 5 mm di polistirolo, interrotto per permettere il passaggio della gabbia di armatura di collegamento tra questi due elementi strutturali. La pila si appoggia ad un sistema di fondazione profonda, costituita da una traversa di fondazione parallelepipedica lunga 16,40 m, larga 2,5 m e alta 1,2 m che collega sei

diaframmi sempre parallelepipedi profondi 28,5 m e di sezione 1,2 x 2,6 m; tale tipo di fondazione serve per evitare futuri problemi di scalzamento dovuti al collocamento della pila nel mezzo dell'alveo.

Come già detto, il pilone di questo ponte strallato è formato da due antenne indipendenti quasi verticali alte circa 11 m di forma particolare e a sezione variabile.

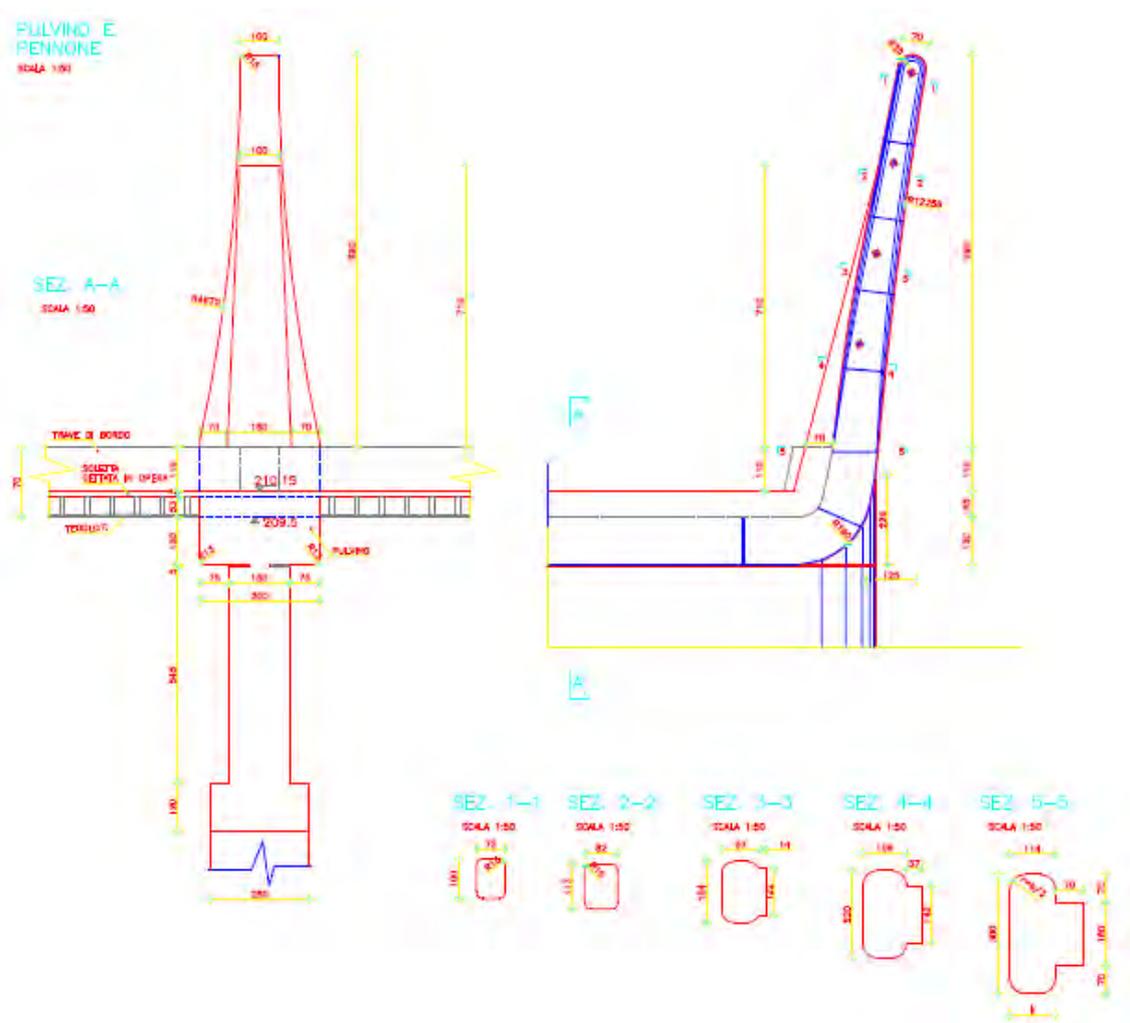


Figura 344. Forma e sezioni pennoni

Lungo il loro sviluppo, ad intervalli regolari di circa 2,3 m, sono presenti delle selle di appoggio per gli stralli passanti.

Gli stralli sono del tipo a trefoli paralleli, costituiti da un insieme di 22 trefoli da 0,62" galvanizzati e cerati e rivestiti da un tubo di 160 mm di diametro in polietilene ad alta densità HDPE dello spessore di 9 mm con elica esterna; si innestano nell'impalcato in corrispondenza delle tasche apposite di cui si è già parlato.

Infine, l'impalcato appoggia alle sue estremità su due spalle progettate come muri di sostegno a gravità e fondate su plinti appoggiati su due diaframmi profondi 27 m e di sezione 1,2 x 2,6 m per evitare lo scalzamento; sono costituite da un muro di calcestruzzo armato a spessore variabile e da un paraghiaia spesso 50 cm larghi entrambi 14,66 m, con altezze rispettivamente di 7 m e 7,65 m; entrambe dipartono da plinti di base profondi 5,7 m e di spessore variabile tra 1 m, 1,3 m e 2 m. Tali spalle sostituiscono localmente i muri d'argine previsti nel progetto degli interventi di regimazione idraulica.

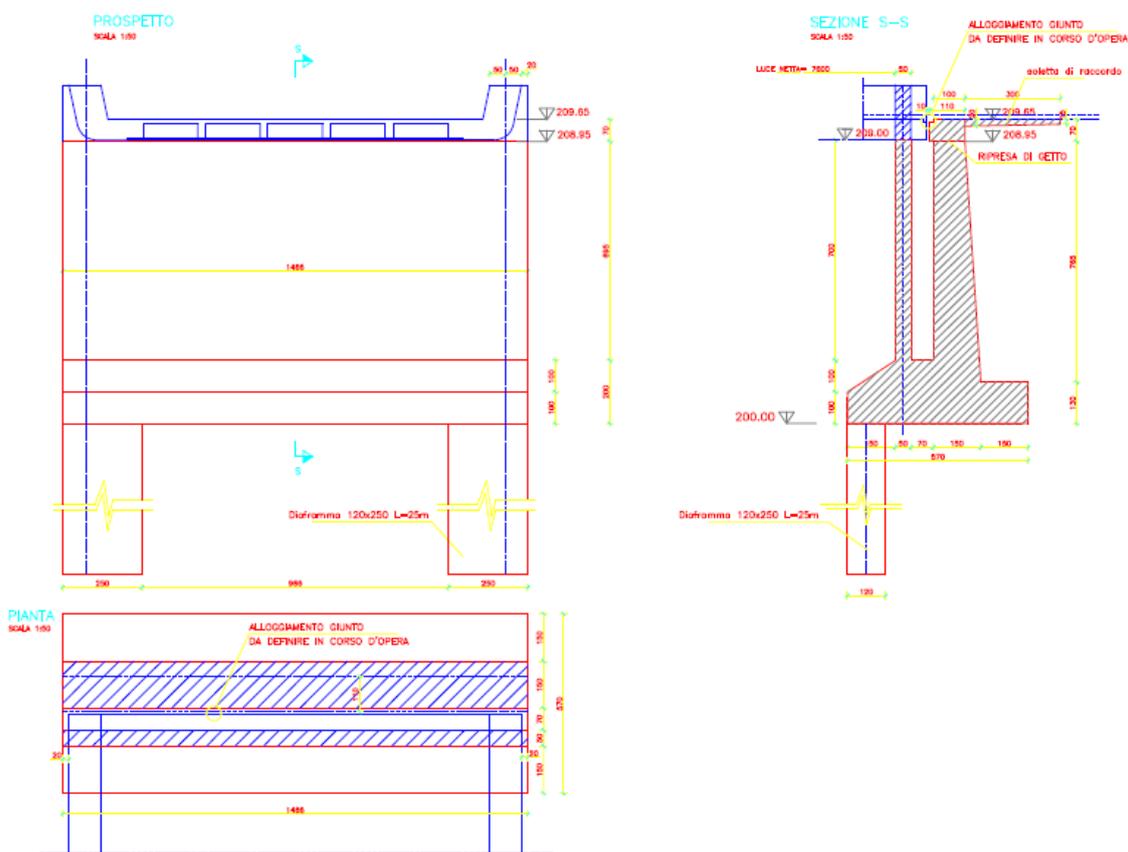


Figura 345. Carpenteria delle spalle

Spalle ed impalcato sono progettate e dimensionate in modo tale che nel loro punto di incontro, tra la spalla stessa e la traversa di appoggio, sia possibile alloggiare un giunto di dilatazione dell'ordine di 10 cm e degli appoggi in neoprene (spostamenti massimi dell'ordine di 2 cm). Dalla fine della spalla, inoltre, si sviluppa per una lunghezza di 3 m una soletta di raccordo spessa da 20 cm a 15 cm.

I raccordi altimetrici dei rilevati all'imbocco del ponte risultano avere una pendenza di 2,5% lato Mantello e di 3% sul lato area industriale.

I materiali utilizzati per la realizzazione del ponte sono:

- per l'impalcato (ossia travi di bordo parapetto, traverse di appensione, rompitratta, tegoli TT prefabbricati, soletta), il pulvino e le antenne calcestruzzo di classe C32/40;
- per la pila in alveo calcestruzzo di classe C25/30;
- per le spalle calcestruzzo di classe C20/25;
- per le armature ordinarie acciaio classico di classe B450C.

5.2 Realizzazione

Anche per la costruzione di questo ponte si è dovuto far fronte al problema della presenza perenne di un alveo sottostante il cui corso non poteva venire interrotto durante l'avanzamento dei lavori.

Come soluzione, per la realizzazione dell'opera è stato quindi previsto un cantiere che occupava solo parzialmente il letto del corso d'acqua, ubicato sulla sponda sinistra del fiume Adda, in comune di Mantello, in fregio all'argine ed a settentrione della strada comunale di accesso all'area industriale, dalla quale partiva la pista che conduceva al cantiere stesso. Le dimensioni del cantiere, delimitato da un argine temporaneo di deviazione corso esteso oltre l'asse dell'alveo in modo tale che la pila, durante la fase di costruzione, risultasse nella zona asciutta e realizzato con terreno di riporto, si limitavano a circa 1000 mq. Nell'ambito del cantiere erano inoltre collocate strutture prefabbricate con funzioni di ufficio, spogliatoio, servizi igienici, officina, ricovero macchine e attrezzature, ed era anche prevista una zona di deposito materiali di lavorazione ed attrezzature specifiche e necessarie per la realizzazione del ponte, in quanto di queste necessitava poiché doveva essere, per la gran parte della sua struttura, gettato in opera. Per movimentare queste dotazioni e per metterle in opera nei punti esatti della struttura in cui era stato previsto il loro utilizzo, nel cantiere è stata anche installata una gru a torre.

Sulla sponda opposta la testa del ponte è stata circoscritta da una zona di cantiere riguardante un'area di circa solo 150 mq, anch'essa estesa per gran parte sul fondo alveo messo all'asciutto per consentire una più facile installazione delle opere provvisorie previste per la costruzione del ponte, che verranno viste in seguito.



Figura 346. Area di cantiere sulla sponda sinistra dell'Adda



Figura 347. Area di cantiere sulla sponda destra dell'Adda

La durata delle attività di cantiere è stata prevista di poco più di un anno, nel corso del quale è stato pregiudicato l'utilizzo del vecchio ponte la cui rimozione è stata intrapresa solo dopo l'apertura del nuovo ponte.

Interessante, nella costruzione di questo nuovo ponte, è sicuramente studiare quali tecniche e quali attrezzature sono state utilizzate per la costruzione del pulvino, dell'impalcato e delle antenne, che per l'appunto saranno le porzioni dell'organismo architettonico che si vedranno in seguito; le altre parti della struttura infatti, ossia le fondazioni, le spalle e la pila, risultano poco interessanti ai fini pratici, in quanto sono state realizzate con dotazioni già viste e delle più comuni.

A conferma di ciò, dalle immagini seguenti si può chiaramente vedere che questi componenti dell'intero manufatto sono stati gettati tutti interamente facendo uso delle più classiche casseforme a telaio, di cui si è già ampiamente discusso riguardo al funzionamento e le caratteristiche, previa esecuzione degli scavi per l'alloggiamento al di sotto del fondo alveo delle fondazioni e sugli argini delle spalle.



Figura 348. Plinto di fondazione gettato con cassero a telaio



Figura 349. Cassero a telaio per il getto della pila



Figura 350. Cassero a telaio per il getto delle spalle (1/2)



Figura 351. Cassero a telaio per il getto delle spalle (2/2)

Unica nota da sottolineare riguarda la cassaforma per il getto della pila: data la forma non convenzionale di quest'ultima, in particolare alle estremità dove è conformata a semiellissi, ai casseri classici a telaio rettangolari per il lato longitudinale sono stati associati dei casseri speciali in acciaio prodotti in officina con la forma estrema di progetto prevista per la pila stessa, che quindi vengono utilizzati soltanto per la realizzazione di questo specifico ponte (si noti il particolare nella Figura 349).

5.2.1 Costruzione del pulvino

La costruzione del pulvino è stata subordinata alla precedente realizzazione della pila; su questa, infatti, sono state ancorate le varie mensole di rampata utilizzate per formare le piattaforme di lavoro e per dare sostegno al getto stesso del pulvino. È stato difatti scelto, nonostante ci fosse la possibilità di usare un sistema di puntellazione dal basso di sostegno, di escludere questa soluzione perché il terreno di riporto impiegato per formare l'area di cantiere non garantiva sufficiente resistenza e stabilità in termini di cedimenti assoluti o differenziali sotto carico, problema che invece non si poneva nemmeno avendo utilizzato i sistemi di rampata.

Per gettare il pulvino, allora, sono state ancorate, sulle due facce più lunghe della pila, solo per il tempo necessario alla realizzazione di questo elemento, una serie di mensole di rampata di tipo KK, di portata non troppo elevata e di dimensioni abbastanza contenute per creare il ponte esterno quale piano di appoggio della cassaforma e quale sottofondo, mentre sui lati curvi si è deciso di utilizzare due mensole di rampata più grandi del tipo HSB non tanto per una questione di portata, quanto per dare vita ad una

Le piattaforme di lavoro e di sostegno sono state realizzate con tavoli di legno sostenuti da una orditura primaria in correnti d'acciaio (collegati alle aste filettate) disposti come rappresentato in Figura 355 e da una orditura secondaria di travi in legno distribuite a pettine come schematizzato in Figura 356.

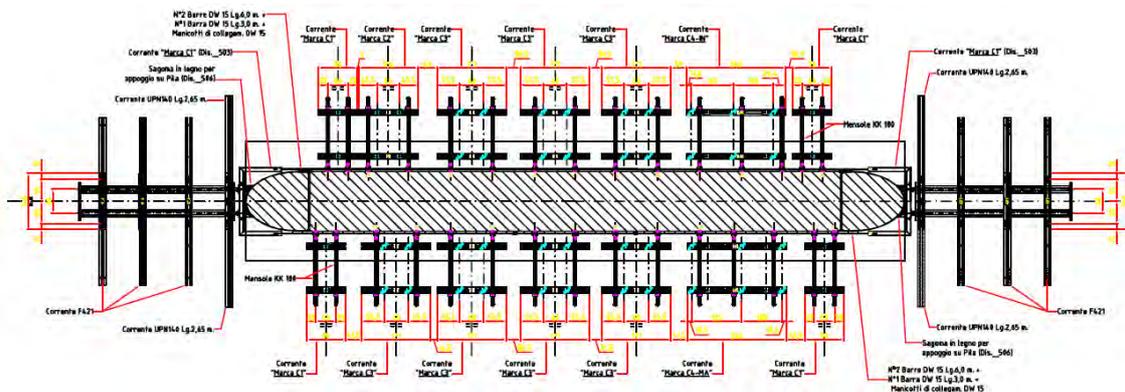


Figura 355. Orditura primaria a correnti metalliche per piattaforme di lavoro e sostegno

Particolarità da sottolineare è che i correnti metallici delle mensole HSB più a ridosso della pila erano più lunghi degli altri per consentire alla piattaforma di allargarsi e di adattarsi a quelle sui lati lunghi della pila, ed erano costituiti da due correnti UPN bullonati in mezzera.

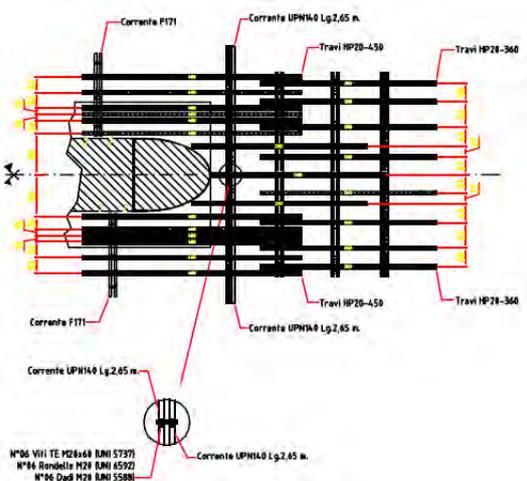


Figura 356. Orditura travi in legno su mensole di rampata

sarebbero stati del tutto efficaci poiché non avrebbero aderito molto al calcestruzzo e avrebbero consentito quindi alle mensole di ruotare e muoversi.

Si è studiato quindi un ancoraggio formato da un corrente speciale a forma di U saldato alle basi di regolazione superiori delle HSB e collegato ad una sagoma di legno (usata anche sulle basi inferiori) per appoggiare perfettamente l'attrezzatura sulla pila senza giochi o labilità (Figura 357). Alle estremità del corrente erano inoltre saldati due piatti forati sui quali sono state fatte agire delle barre ancoranti lunghe tutta la pila che hanno

legato questo ancoraggio con quello delle mensole opposte sulla pila stessa; in questo modo, una volta tesate le barre ancoranti, le mensole di rampata HSB rimanevano in posizione grazie al contrasto esercitato dalla pila su questi ancoraggi poiché era compressa da questo sistema di cerchiatura.

Per aiutare questo sistema di ancoraggio, che non garantiva massima sicurezza, si è andati a modificare anche le restanti componenti di ancoraggio: il corrente di ancoraggio HSB, infatti, è stato sostituito con un doppio UNP ben più grande ed efficace (Figure 358 e 360), mentre sulle barre ancoranti $\phi 36$, oltre alla contropiastra terminale (che è stata lasciata a filo getto e non annegata), si sono posizionati dei correnti metallici (uno orizzontale e due diagonali) a perdere, annegati poi dentro il getto di calcestruzzo, che hanno assunto la funzione di elemento ancorante resistente a punzonamento una volta che il pulvino aveva maturato e si era indurito (Figura 361).

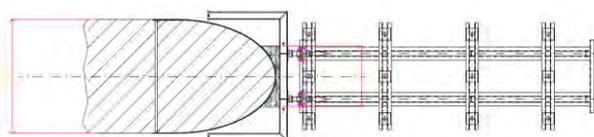


Figura 357. Corrente speciale ad U per ancoraggio mensole HSB

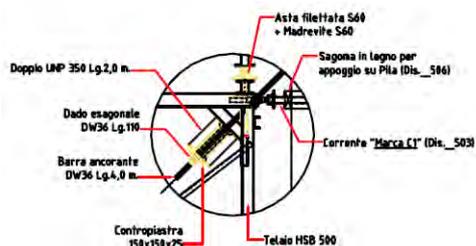


Figura 358. Particolare dell'ancoraggio delle mensole HSB



Figura 359. Mensole di rampata HSB con ancoraggi



Figura 360. Corrente doppio UNP di ancoraggio (si notino anche le aste filettate)



Figura 361. Correnti a perdere di ancoraggio

Per gettare i fianchi del pulvino sono stati impiegati, sul lato lungo, dei classici casseri a telaio (Figura 362), mentre sulle facce curve si è dovuto necessariamente predisporre delle casseforme a trave preconfezionate in officina costituite inoltre da una centina sagomata con la forma di progetto prevista per il pulvino stesso (Figura 363).



Figura 362. Cassero a telaio per getto fianchi pulvino



Figura 363. Centina sagomata per getto pulvino

Con tutte le soluzioni descritte, le attrezzature utilizzate per la costruzione del pulvino hanno assunto in cantiere l'aspetto immortalato nelle immagini seguenti. Ben rappresentati in queste fotografie sono anche i parapetti anticaduta disposti tutt'intorno alla piattaforma di lavoro, necessari per rispettare le norme di sicurezza sui luoghi di lavoro.



Figura 364. Attrezzature per getto pulvino (1/2)



Figura 365. Attrezzature per getto pulvino (2/2)

5.2.1.1 Descrizione del sistema di rampata KK

Il sistema rampante KK è composto da tre componenti essenziali: la passerella di lavoro, il sottoponte e la cassaforma, il tutto per formare un'unità di cassaforma a



Figura 366. Sistema di rampata KK

ripresa. Con il sistema rampante KK basta un solo tiro di gru per movimentare un'unità di cassaforma a ripresa lunga 5 m. Questo sistema permette una notevole riduzione dei tempi d'impiego e quindi della manodopera, oltre al tempo di impiego della gru.

Il sistema di rampata KK è disponibile con due mensole di serie per impieghi differenti: la mensola KK 180 e la mensola KK 230.

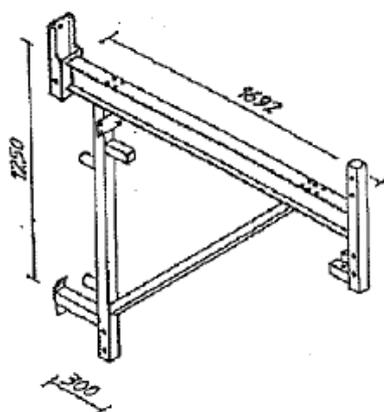


Figura 367. Mensola rampante KK 180

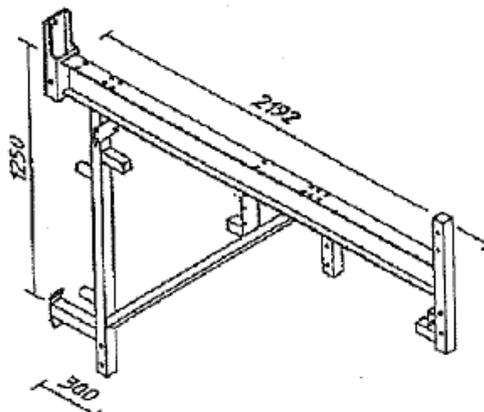
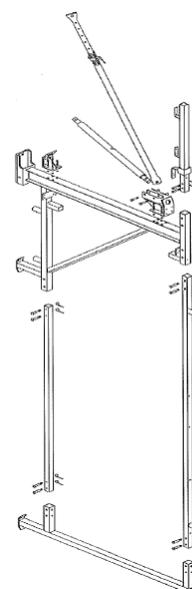


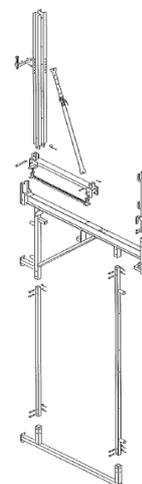
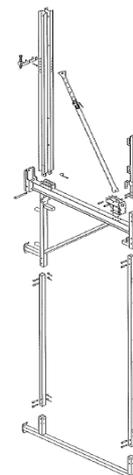
Figura 368. Mensola rampante KK 230

Il sistema KK si adatta alle esigenze di cantiere poiché può essere utilizzato solo come piano di lavoro, quale semplice appoggio per la cassaforma o come unità di cassaforma a ripresa:

- *Piano di appoggio per la cassaforma rampante:* L'impiego del sistema di ripresa KK, con la mensola da 180 o da 230, consente la creazione dei piani di appoggio della cassaforma fungendo da impalcato di calpestio con parapetto di protezione e di sicurezza. Nel caso di impiego della mensola KK 180, il piano di appoggio è largo 180 cm, mentre la mensola KK 230 consente di realizzare un piano d'appoggio largo ben 230 cm. Il ciclo di rampata avviene in più fasi: movimentazione della cassaforma mediante idoneo mezzo di sollevamento; sollevamento e posizionamento dell'unità KK 180 o KK 230 in corrispondenza della successiva fase d'impiego.



- *Gruppo di rampata con cassaforma vincolata al piede*: L'impiego del sistema di rampata KK 180 con cassaforma vincolata alla mensola consente la formazione di unità di cassaforma rampante. Durante la fase di disarmo, la cassaforma viene inclinata in modo tale da distaccarsi di alcuni centimetri dal getto eseguito. Il ciclo di rampata avviene in un'unica fase: movimentazione della passerella di lavoro, del sottoponte e della cassaforma con un solo tiro mediante idoneo mezzo di sollevamento in corrispondenza della successiva posizione di impiego.
- *Gruppo di rampata con cassaforma vincolata al ponte e arretrabile con carrello di traslazione*: L'impiego del sistema di rampata KK 230, costituito da mensole con carrello di traslazione, permette di arretrare di ben 70 cm la cassaforma dal paramento della parete. Questo consente di effettuare tutte le operazioni (posa del ferro di armatura, pulizia della cassaforma, applicazione del disarmante, etc.) in modo agevole e soprattutto in piena sicurezza a qualsiasi altezza. Il ciclo di rampata avviene in un'unica fase: movimentazione della passerella di lavoro, del sottoponte e della cassaforma, con un unico tiro mediante idoneo mezzo di sollevamento in corrispondenza della successiva posizione di impiego.



Gli impalcati delle passerelle di lavoro vengono preassemblati a terra agevolmente ed in piena sicurezza. Le unità così costituite sono pronte per la prima fase del ciclo di rampata ad accoppiarsi alla cassaforma sino al termine del lavoro.

Il sottoponte consente di eseguire i lavori di finitura, nonché il recupero degli ancoraggi della fase precedente. Inoltre assolve la funzione di passerelle di manutenzione, avviando così alla necessità di erigere un ponteggio con notevoli risparmi di tempo e materiale.

Il sistema di rampata KK prevede infine diversi tipi di ancoraggio, tutti comunque sicuri, economici e per ogni esigenza:

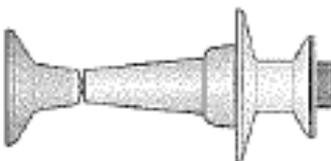


Figura 369. Sistema di rampata KK con sottoponti

- *Boccola d'ancoraggio*: Ancoraggio a perdere per ogni fase del ciclo di ripresa.



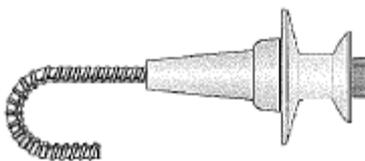
- *Piastra filettata con cono di recupero*: Ancoraggio semi-recuperabile, a perdere solo la piastra filettata.



- *Ancoraggio passante*: Ancoraggio totalmente recuperabile, a perdere solo il tubo in PVC o in fibrocemento.



- *Cono di recupero con barra a gancio*: Ancoraggio semi-recuperabile, a perdere solo la barra a gancio. È particolarmente indicato per ancoraggi inglobati nelle solette in calcestruzzo armato.



- *Cono di recupero con barra sagomata*: Ancoraggio semi-recuperabile, a perdere solo la barra sagomata. È particolarmente indicato per ancoraggi in presenza di grandi sezioni di getto.



5.2.2 Costruzione dell'impalcato

La costruzione dell'impalcato è seguita al termine della realizzazione del pulvino e al disarmo di alcune attrezzature usate per questa fase; come già stato accennato, infatti, si è dovuto attendere la rimozione di tutte le mensole KK e delle loro piattaforme per poter procedere con le operazioni di cantiere che erano state progettate.

Essendo infatti questo ponte sull'Adda un attraversamento di piccola luce, non avrebbe avuto senso costruire il suo impalcato con la tecnica per conci a sbalzo, poiché i costi di costruzione sarebbero stati troppo eccessivi rispetto l'importanza effettiva della struttura stessa. Sfruttando quindi la lunghezza contenuta dell'intero impalcato, e la deviazione e anche riduzione in termini di larghezza dell'alveo del fiume Adda, si è optato di gettare l'elemento principale dell'intero manufatto integralmente, attraverso un sistema costruttivo portante di sostegno inferiore continuo per mezzo di travi reticolari.

Per mettere in opera tale soluzione, però, è stato obbligatorio, per un suo corretto funzionamento, creare degli appoggi temporanei ad hoc intermedi. Il progetto, al fine di contenere i costi all'interno del finanziamento, prevedeva per le opere di sostegno provvisorie la soluzione su fondazioni superficiali in alveo e torri in acciaio sulle quali poggiare le travature reticolari; tale soluzione frequentemente utilizzata per opere di questo tipo era proponibile anche nel caso del ponte di Mantello prevedendo che venisse realizzato nel periodo invernale di magra. In realtà a causa di condizioni meteorologiche straordinarie nel novembre di quell'anno, il livello dell'Adda si è mantenuto particolarmente alto e non è stato possibile operare in alveo fino a metà dicembre. Per queste ragioni la realizzazione dell'impalcato è stata posticipata nel periodo di massima piena. La soluzione di progetto quindi non è apparsa adeguata e si è resa necessaria la variante effettivamente eseguita.

Per quanto riguarda le modifiche del sistema provvisorio per la realizzazione dell'impalcato, per far fronte ad eventuali piene, si è resa necessaria la formazione di 8 diaframmi provvisori sui quali impostare le pareti in calcestruzzo armato pure provvisorie sulle quali appoggiare gli elementi reticolari previsti in progetto (Figure 370 e 371). Gli otto diaframmi e le pareti provvisorie hanno sostituito le fondazioni a plinto e le torri in acciaio previste in progetto.

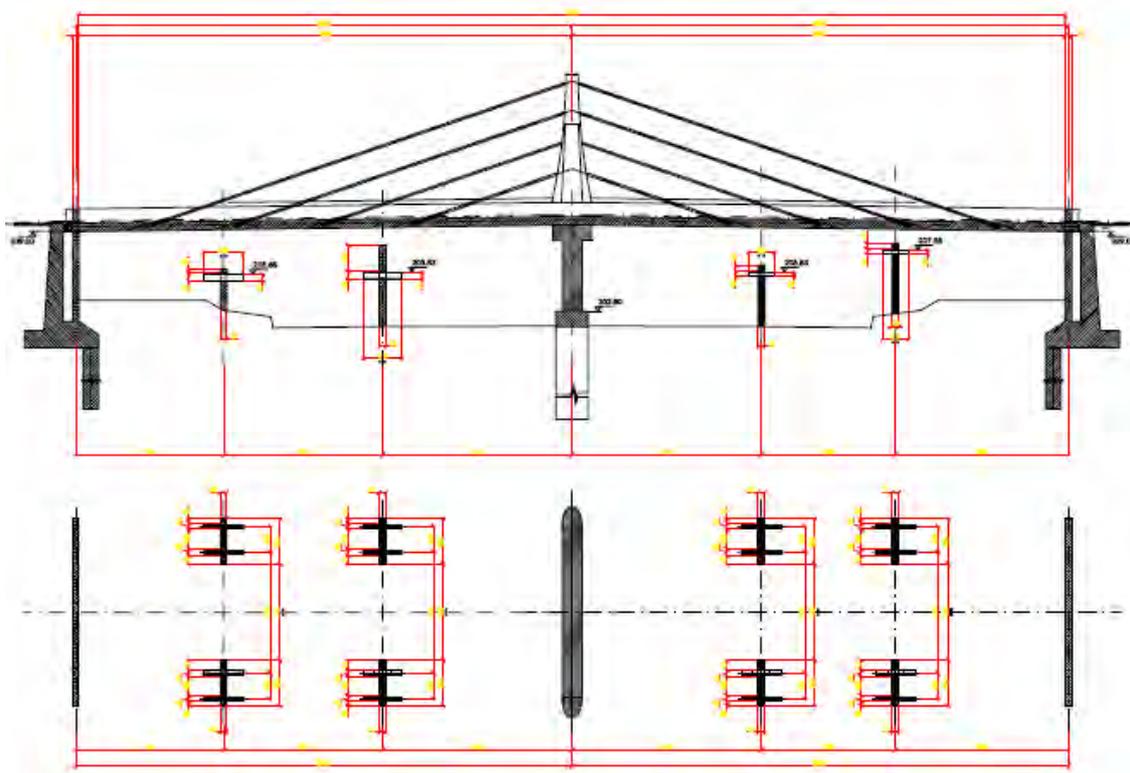


Figura 370. Sezione longitudinale e pianta delle pile provvisorie di appoggio



Figura 371. Pile provvisorie di appoggio

Per ragioni di sicurezza si è resa necessaria inoltre la formazione di una palancolata a protezione della fondazione della pila centrale in vista di possibili piene per la protezione degli operatori. Come si è già detto infatti il periodo per la formazione dei diaframmi e della pila centrale ha dovuto essere posticipato rispetto a quello di magra ipotizzato nel

progetto. Si osserva che la palancolata non è stata recuperata per due ragioni: in primo luogo per evitare ritardi dovuti sia all'operazione di recupero sia alla costruzione dell'impalcato; in effetti il recupero doveva essere effettuato prima della formazione dell'impalcato. In secondo luogo si è ritenuto che la palancolata, potendo fornire una protezione alle fondazioni e ai diaframmi fosse un'opera migliorativa.

Per creare i veri e propri appoggi, queste pile provvisorie sono



Figura 372. Fori su pile provvisorie

state letteralmente forate (Figura 372), ed all'interno di questi spazi sono stati inseriti dei profilati d'acciaio diversi per ogni sostegno (Figura 374), che hanno avuto la funzione di mensola di appoggio; nell'intercapedine tra corrente e parete provvisoria, sia sotto che sopra, sono stati posizionati due piatti di ripartizione del carico di spessore 20+20 mm, per far funzionare meglio tutto il sistema (Figura 373).

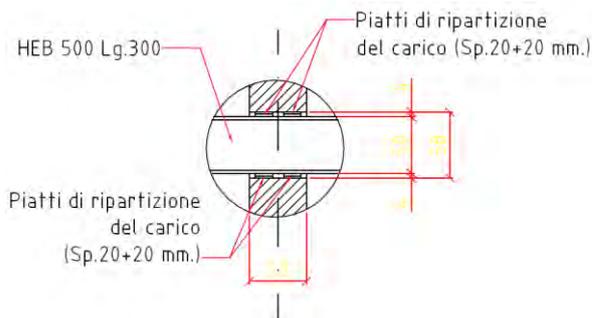


Figura 373. Dettaglio piattini di ripartizione carico



Figura 374. Correnti per appoggio travature reticolari

Le campate realizzate variavano da circa 9 m a circa 12 m e, una volta terminato l'impalcato, come ormai si è capito, questi sostegni provvisori sono stati demoliti.

Su questi appoggi così creati, è stato posizionato il sistema costruttivo portante di sostegno inferiore continuo formato da travi reticolari. Si è deciso di utilizzare due coppie di travi al alta portata T50 legate insieme per prevenirne l'instabilità laterale ai bordi dell'impalcato (Figura 375) ed una coppia di travi a media portata T30 legate insieme da tubi $\phi 48$ e giunti (sempre per prevenirne l'instabilità laterale) nella zona centrale dell'impalcato (Figura 376, non creando quindi un piano continuo di sostegno) perché, essendo il fondo dell'impalcato stesso formato per la maggior parte della larghezza da elementi prefabbricati TT autoportanti, fornito a questo tre appoggi riusciva ad autosostenersi. Inoltre, le travi con portata maggiore sono state disposte lateralmente e non centralmente (Figura 378) perché, pensando alla sezione d'impalcato e al fatto che le travi di bordo parapetto gettate in opera sono esterne, il peso maggiore da sostenere si trovava proprio ai fianchi dell'impalcato e non lungo il suo asse.

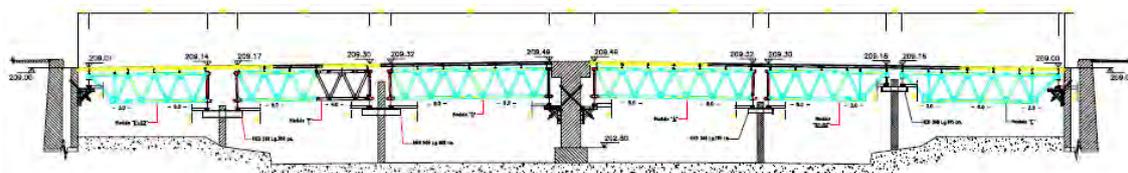


Figura 375. Vista longitudinale dei sostegni laterali con travi T50

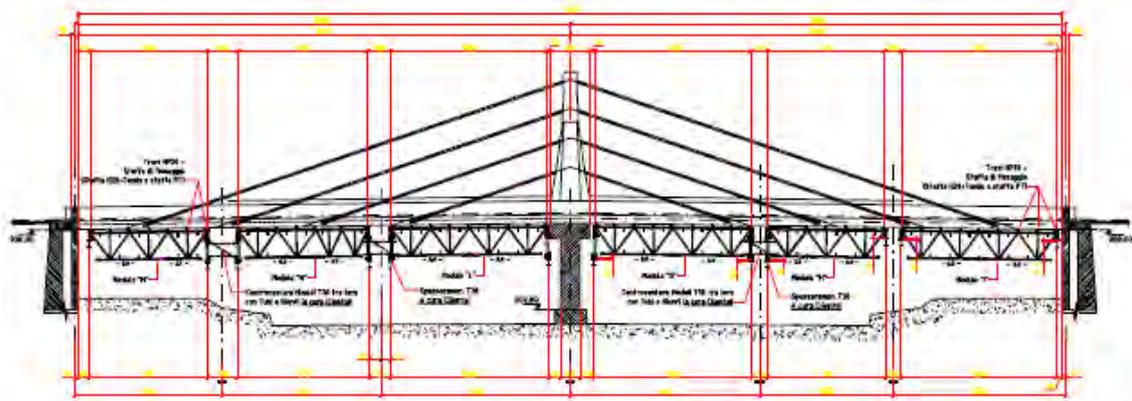


Figura 376. Vista longitudinale del sostegno centrale con travi T30

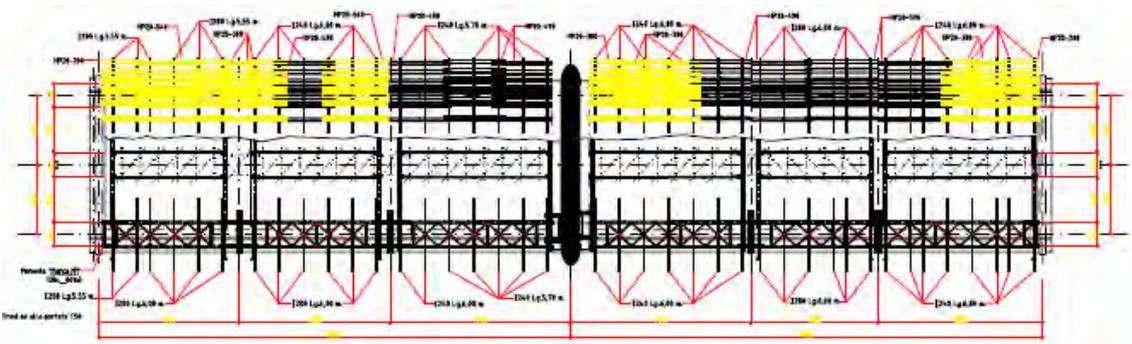


Figura 377. Pianta delle travature di sostegno e disposizione orditura primaria e secondaria per piani di appoggio superiori



Figura 378. Travate reticolari di sostegno per getto impalcato (1/2)



Figura 379. Travate reticolari di sostegno per getto impalcato (2/2)



Figura 380. Travi di sostegno laterali T50



Figura 381. Travi di sostegno centrali T30

Le passerelle di getto e il fondo cassero per il getto dell'impalcato sono state create andando a disporre una orditura primaria di correnti d'acciaio (Figura 382) ed un'orditura secondaria di travi in legno (disposte come in Figura 377) sulle sole travi laterali T50, in quanto è sopra queste che vi è la parte consistente di getto; sulle travi T30, invece, si sono posizionati soltanto dei moraletti in legno come distanziatori tra travi stesse ed elementi prefabbricati TT.



Figura 382. Orditura primaria su travi T50

Se le mensole di appoggio sulle pile provvisorie sono state ideate tramite correnti fuoriuscenti le pile stesse come già visto, lo stesso non si può dire per quanto stato fatto sulle spalle e sulla pila centrale: su queste componenti del ponte, infatti, per appoggiare le travature reticolari di supporto sono state prodotte ad hoc in officina delle speciali mensole di appoggio in acciaio conformate come quanto rappresentato in Figura 383 adatte solo per questa specifica lavorazione:

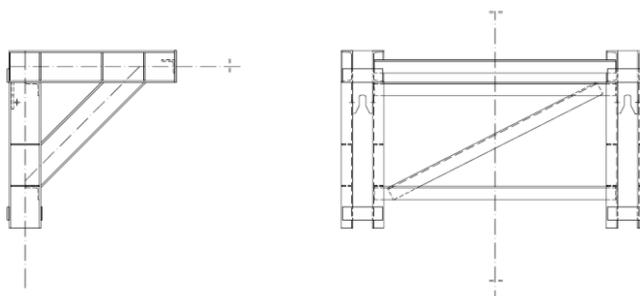


Figura 383. Mensola di appoggio speciale su pila centrale e spalle

Il sistema di ancoraggio di queste mensole speciali ricordava molto quello delle mensole di rampata HSB: infatti, alla classica boccia d'ancoraggio annegata nel getto precedente annessa di rocchetto, si è associato un corrente d'ancoraggio tenuto in azione da quattro barre ancoranti diagonali $\phi 36$ con contropiastra terminale (si vedano i dettagli di Figura 384 e 386).

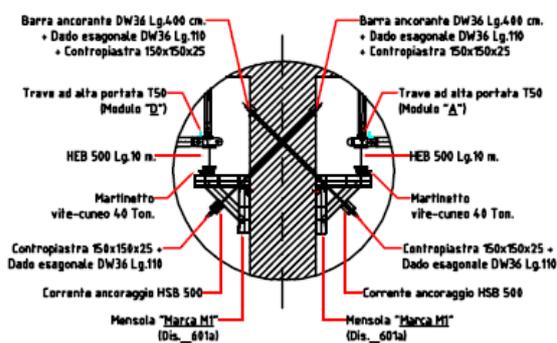


Figura 384. Dettaglio ancoraggio mensola speciali di appoggio su pila centrale



Figura 385. Mensola speciale di appoggio su pila centrale

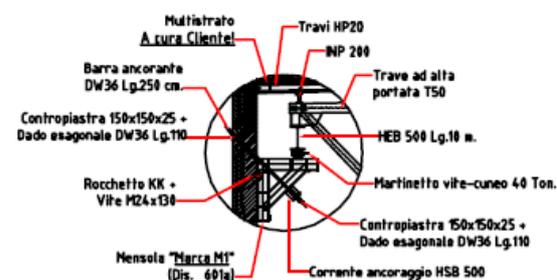


Figura 386. Dettaglio ancoraggio mensola speciale di appoggio su spalle



Figura 387. Mensola speciale di appoggio su spalle

Su tutte le attrezzature d'appoggio non si sono andate a mettere a contatto subito le travi reticolari portanti, ma si sono andati ad interporre dei grandi profilati d'acciaio in direzione trasversale l'impalcato e lunghi quanto la larghezza di questo; questi profilati d'appoggio erano costituiti o da un unico corrente a sezione costante (Figura 389) o da più correnti bullonati tra loro a sezione variabile (Figura 388) a seconda della posizione in cui si trovavano e dell'altezza delle relative pile provvisorie.

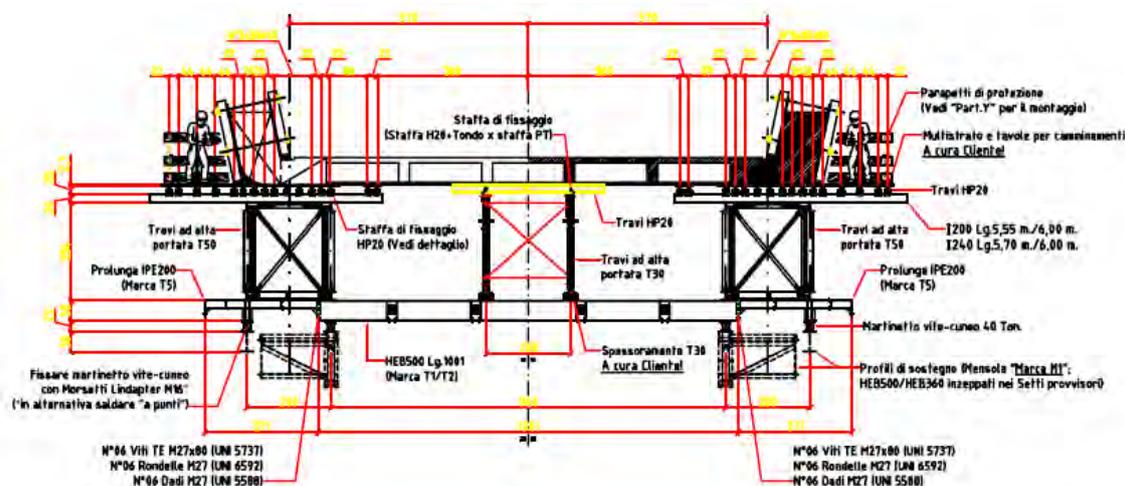


Figura 388. Sezione travature reticolari di sostegno con profilato d'appoggio a sezione variabile

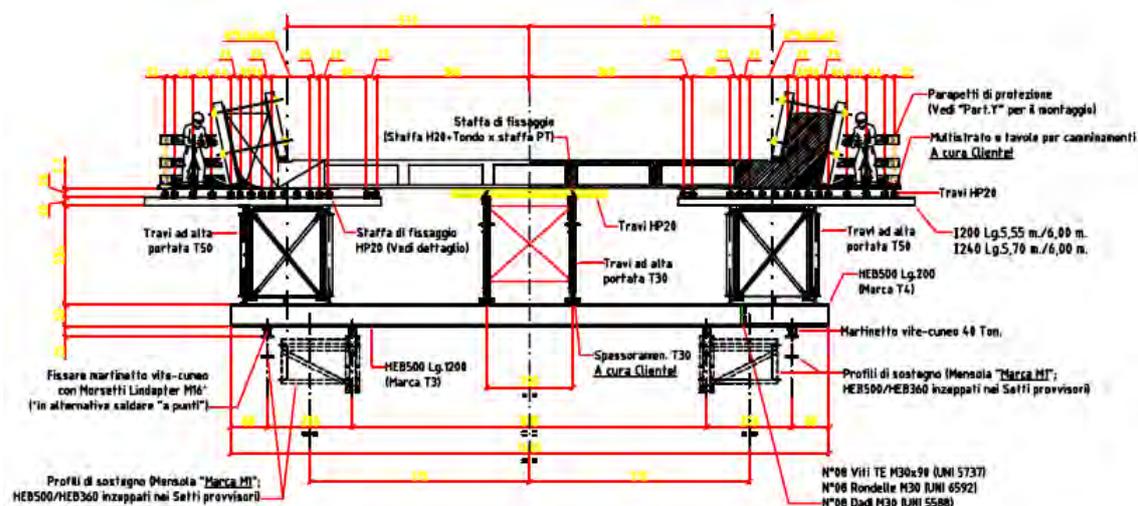


Figura 389. Sezione travature reticolari di sostegno con profilato d'appoggio a sezione costante



Questa soluzione ha permesso di appoggiare le travi centrali a media portata T30 solo sui suddetti profilati d'appoggio, evitando così la realizzazione di ulteriori quattro pareti provvisorie che avrebbero comportato ulteriori ed inutili spese; questo perché il carico trasmesso agli appoggi dalle travi T30 era modesto e tale che vi potesse resistere solo il corrente d'appoggio.

Tra codesti profilati d'appoggio e le travi reticolari di sostegno sono stati interposti inoltre numerosi martinetti vite-cuneo (Figura 390). È stato fondamentale la presenza di questi particolari dispositivi per riuscire a disarmare tutta la struttura di supporto sottostante l'impalcato: andando ad agire contemporaneamente sulle viti dei martinetti, infatti, si sono allargati i due cunei verticali dei congegni; questo ha fatto sì che si abbassassero pure i terzi cunei orizzontali, il che ha causato l'abbassamento dell'intera struttura reticolare



Figura 390. Martinetto vite-cuneo tra profilato d'appoggio e trave T50

portante, che ha permesso quindi una sua più facile estrazione laterale e disarmo. Poiché, come già descritto, le travi a media portata T30 si possono appoggiare solo sul corrente superiore, per metterle in opera nella costruzione di questo ponte si sono dovute produrre delle staffe speciali d'appoggio del tipo rappresentato in Figura 391 e 392; questo perché i profilati trasversali d'appoggio erano troppo bassi e non avrebbero fornito a queste attrezzature la posizione corretta. In alcuni punti, data l'eccessiva distanza rimanente tra punto d'appoggio e sostegno, a queste staffe si sono dovute aggiungere delle prolunge ad hoc (Figura 393).

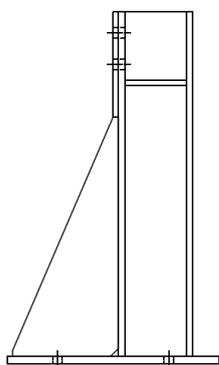


Figura 391. Staffa speciale d'appoggio (1/2)



Figura 392. Staffa speciale d'appoggio (2/2)



Figura 393. Prolunga per staffe speciali d'appoggio

Le travi reticolari T50 e T30 utilizzate per la costruzione dell'impalcato sono ovviamente arrivate in cantiere smontate, per singoli componenti (Figura 394); sono state poi assemblate a piè d'opera, in diversi moduli con configurazioni e dimensioni diverse, come da progetto, per adattarsi alle luci delle campate determinate dalle pile provvisorie di sostegno, e posizionate attraverso un semplice tiro di gru.



Figura 394. Travi reticolari portanti smontate

Per gettare infine le travi di bordo parapetto dell'impalcato sono stati predisposti, sopra la piattaforma di lavoro sostenuta dalle travi T50, dei classici sistemi di cassaforma a telaio dotati al piede di compensi in legno per aggiustarne l'inclinazione. Oltre ai compensi, è stato necessario inserire anche delle centine curve sagomate sullo spigolo del fondo cassero per dare alle travi di bordo la forma prevista da progetto.

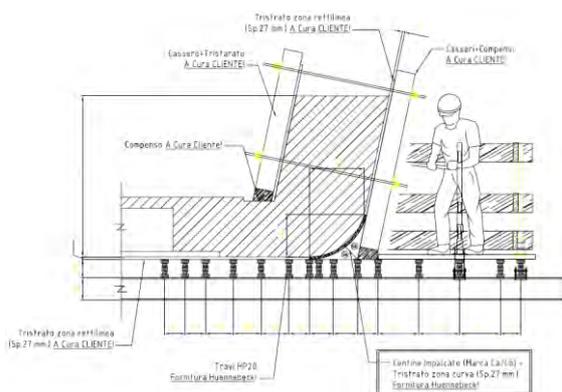


Figura 395. Casseratura per getto travi di bordo



Figura 396. Casseri a telaio per getto travi di bordo

5.2.2.1 Descrizione delle travi ad alta portata T50

Le travi reticolari ad alta portata T50 costituiscono un sistema costruttivo adatto al sostegno inferiore di strutture non ancora autoportanti (come impalcati da ponte), funzionante in doppio appoggio (ma si presta anche ad altri usi). Trova molto impiego nell'ingegneria civile, nelle costruzioni industriali e nelle grandi opere, e nella costruzione di ponti. Nella costruzione di ponti, risulta un sistema di sostegno economico per campate dai 20 ai 30 m circa di luce.

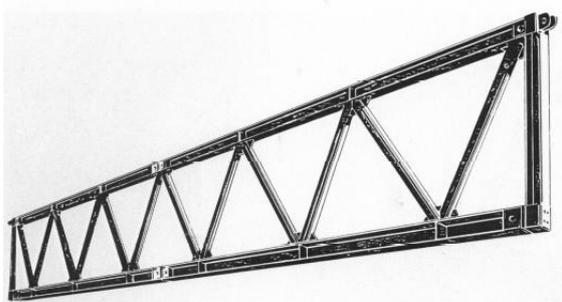


Figura 397. Esempio di trave ad alta portata T50

Queste travi anno una altezza complessiva di 2,34 m; sono disponibili in pezzi singoli della lunghezza rispettivamente di 6,0 m, 4,0 m (utilizzabili solo come pezzi intermedi), 3,0 m e 2,5 m (utilizzabili solo come pezzi di estremità), componibili in vario modo in modo tale da raggiungere la luce di campata desiderata.

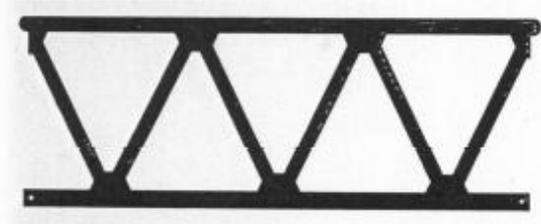


Figura 398. *Elemento intermedio $L = 6,0\text{ m}$ (1/2)*



Figura 399. *Elemento intermedio $L = 6,0\text{ m}$ (2/2)*

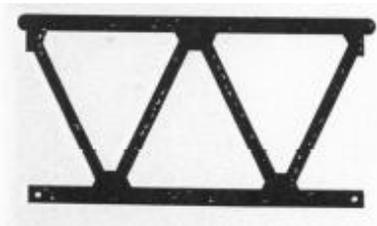


Figura 400. *Elemento intermedio $L = 4,0\text{ m}$ (1/2)*



Figura 401. *Elemento intermedio $L = 4,0\text{ m}$ (2/2)*



Figura 402. *Elemento di estremità $L = 3,0 / 2,5\text{ m}$*

I singoli elementi costituenti vengono connessi tra loro per mezzo di specifici connettori impernati sul corrente inferiore (Figura 403) e da un semplice perno sul corrente superiore, inserito su fori appositi (Figure 406 e 407).



Figura 403. *Connettore correnti inferiori*



Figura 404. *Corrente inferiore scollegato*



Figura 405. *Correnti inferiori connessi*



Figura 406. *Corrente superiore scollegato*



Figura 407. *Correnti superiori connessi*

Il sistema viene completato dai montanti di estremità (Figure 408 e 409) e dai montanti intermedi (Figura 410).



Figura 408. *Montante di estremità (1/2)*



Figura 409. *Montante di estremità (2/2)*



Figura 410. *Montante intermedio*

Le travi reticolari T50 si possono appoggiare sia sul corrente superiore, che sul corrente inferiore e sui montanti di estremità (Figura 411).

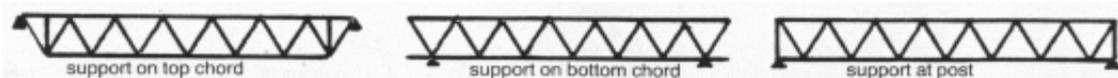


Figura 411. *Appoggi possibili per travi T50*

Per aiutare la trave nella sua interezza, in particolare per prevenire l'instabilità laterale, solitamente le travi reticolari T50 vengono rinforzate accoppiandole a due a due con elementi di controventatura standard che vengono avvitati alle travi stesse, in modo tale da creare una struttura reticolare tridimensionale di sostegno molto robusta, stabile e resistente.



Figura 412. Elementi di controventatura standard

Le travi reticolari ad alta portata T50 si possono impiegare anche per altre tecniche costruttive: in particolare, si possono utilizzare nella costruzione a sbalzo per conci successivi gettati in opera di impalcati in sostituzione dei carri specifici (Figura 413), oppure come centine autovaranti (Figura 414).



Figura 413. Travi T50 come carro per getto conci a sbalzo



Figura 414. Travi T50 come centine autovaranti

Questi altri utilizzi vengono soprattutto impiegati nella costruzione di ponti, quando si hanno grandi luci, carichi elevati e non ci si può appoggiare al terreno. In questi casi gli appoggi delle travi possono assumere gli schemi seguenti:

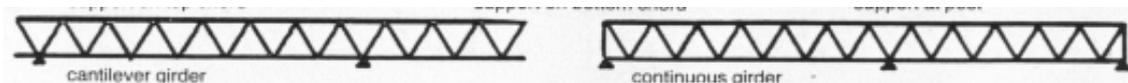


Figura 415. Schemi d'appoggio per utilizzi alternativi

Il sistema di supporto T50 è omologato secondo le più comuni normative riguardanti il sistema di casseforme ed impalcature, ed ogni singola trave può resistere ad un momento flettente massimo di 2515 KNm e ad una reazione vincolare massima sul corrente superiore pari a 606 KN, sul corrente inferiore pari a 545 KN e sui montanti di estremità pari a 515 KN. I dati di carico, in funzione della luce di campata da coprire, sono riportati nella tabella seguente, in cui sono indicati anche il numero dei componenti necessari per coprire tale luce:

Material specification table (abbrev.)

T 50 type	Support on top chord						Support on bottom chord						Support on post chord					
	20	22	24	26	28	30	20	22	24	26	28	30	20	22	24	26	28	30
Clear span (m)	20	22	24	26	28	30	20	22	24	26	28	30	20	22	24	26	28	30
Support reaction max (kN)	477	434	418	386	358	335	472	468	456	418	385	359	470	440	403	379	354	329
Bending moment max (kNm)	2363	2388	2490	2506	2490	2512	2103	2341	2490	2506	2490	2512	2398	2446	2458	2490	2515	2490
Safe load (kN/m)	47.7	39.5	34.8	29.7	25.5	22.3	42.9	39.0	35.1	29.8	25.7	22.4	47.0	40.0	33.6	29.2	25.3	21.9
Weight (t)	3.7	3.9	4.1	4.7	4.9	5.2	4.2	4.5	4.7	5.3	5.6	5.5	4.0	4.6	4.8	5.1	5.3	5.9
End-sections 3 m	2	2	2	2	2	2	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
End posts	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	2	2	2	2	2	2
Intermediate sections 6 m	1	2	3	2	3	4	1	2	3	2	3	4	2	1	2	3	2	3
Intermediate sections 4 m	2	1	-	2	1	-	4	3	2	4	3	2	2	4	3	2	4	3
Bottom chord connectors	8	8	8	10	10	10	8	8	8	10	10	10	6	8	8	8	8	10
Connecting pins	12	12	12	15	15	15	12	12	12	15	15	15	9	12	12	12	15	15

5.2.2.2 Verifica delle travate reticolari di sostegno per il ponte sull'Adda

Per verificare staticamente i sistemi di travi reticolari di sostegno utilizzati per la costruzione del ponte sul fiume Adda si considera soltanto la campata maggiore, ossia quella immediatamente a sinistra della pila centrale (si vedano Figure 375 e 376), nella quale le travi T50 e le travi T30 hanno una lunghezza pari a $l = 12,23\text{ m}$ e la luce della campata è pari a $L = 13,85\text{ m}$.

La sezione d'impalcato (si vedano Figure 388 e 389) viene divisa in tre zone, di cui le due laterali afferenti alle travi T50 e quella centrale afferente alle travi T30. In queste si considera a loro volta soltanto l'area occupata dal calcestruzzo fresco e, a favore di sicurezza, da quello prefabbricato (viene trascurato quindi il contributo al peso del polistirolo di alleggerimento, di fatto trascurabile); con un rapido calcolo, si ottiene che $A_{T50} = 2,80 \text{ m}^2$ ed $A_{T30} = 1,28 \text{ m}^2$. Inoltre, si ricava che la larghezza d'impalcato pertinente a ciascuna coppia di travi T50 è pari a $l_{T50} = 4,28 \text{ m}$ e quella pertinente alle travi T30 è di $l_{T30} = 5,70 \text{ m}$.

Poiché in ciascuna zona in cui è stata suddivisa la sezione d'impalcato agiscono contemporaneamente due travi T50 e due travi T30, per calcolare il carico agente su una singola trave T50 e su una singola trave T30 basta dimezzare le dimensioni appena ricavate, ottenendo quindi i seguenti valori di calcolo: $A_{T50} = 1,40 \text{ m}^2$, $A_{T30} = 0,64 \text{ m}^2$, $l_{T50} = 2,14 \text{ m}$ e $l_{T30} = 2,85 \text{ m}$.

Per il calcolo dei carichi agenti su ciascuna trave di sostegno, si può benissimo fare riferimento alla formula riportata al paragrafo 4.2.2.4 della presente tesi, essendo nello stesso ambito di attrezzature di sostegno inferiori. Si calcolano per una trave T50 i seguenti contributi:

- peso del calcestruzzo fresco $g_c = 26,0 \text{ KN/m}^3 \cdot 1,40 \text{ m}^2 = 36,4 \text{ KN/m}$;
- carichi accidentali verticali $p = 0,2 \cdot 36,4 \text{ KN/m} = 7,28 \text{ KN/m}$ (maggiore di $1,5 \text{ KN/m}^2 \times 2,14 \text{ m} = 3,21 \text{ KN/m}^2$ e minore di $5,0 \text{ KN/m}^2 \times 2,14 \text{ m} = 10,7 \text{ KN/m}^2$);
- peso proprio della cassaforma $g_f = 0,6 \text{ KN/m}^2 \cdot 2,14 \text{ m} = 1,28 \text{ KN/m}$ (a favore di sicurezza, avendo considerato la larghezza di impalcato afferente ad una singola trave T50).

Per una trave T30 invece si hanno i seguenti contributi:

- peso del calcestruzzo fresco $g_c = 26,0 \text{ KN/m}^3 \cdot 0,64 \text{ m}^2 = 16,64 \text{ KN/m}$;
- carichi accidentali verticali $p = 1,5 \text{ KN/m}^2 \cdot 2,85 \text{ m} = 4,28 \text{ KN/m}$ (perché $0,2 \times 16,64 \text{ KN/m}^2 = 3,33 \text{ KN/m}$, quindi minore);
- peso proprio della cassaforma $g_f = 0,6 \text{ KN/m}^2 \cdot 2,85 \text{ m} = 1,71 \text{ KN/m}$ (a favore di sicurezza, avendo considerato la larghezza di impalcato afferente ad una singola trave T30).

Applicando il coefficiente di sicurezza $\gamma_1 = 1,3$ ai carichi permanenti g_c e g_f e il coefficiente di sicurezza $\gamma_2 = 1,5$ al carico accidentale p per eseguire le verifiche agli SLU riportati nel paragrafo 2.6 "Azioni nelle verifiche agli Stati Limite" delle *Norme Tecniche per le Costruzioni D.M. 14 Gennaio 2008*, si calcola come carico totale agente definitivo, utilizzando la combinazione di carico propria delle verifiche agli SLU, i seguenti valori:

- $q_{T50} = 1,3 \cdot 36,4 + 1,5 \cdot 7,28 + 1,3 \cdot 1,28 = 59,90 \text{ KN/m}$;
- $q_{T30} = 1,3 \cdot 16,64 + 1,5 \cdot 4,28 + 1,3 \cdot 1,71 = 30,28 \text{ KN/m}$.

Essendo tutte in doppio appoggio, si calcolano quindi i seguenti momenti massimi sulla trave T50 e sulla trave T30:

- $M_{T50} = 1/8 \cdot 59,90 \text{ KN/m} \cdot 12,23^2 \text{ m} = 1119,93 \text{ KNm}$;
- $M_{T30} = 1/8 \cdot 30,28 \text{ KN/m} \cdot 12,23^2 \text{ m} = 566,13 \text{ KNm}$.

Le reazioni agli appoggi massime sono invece:

- $R_{T50} = 59,90 \text{ KN/m} \cdot 12,23 \text{ m}/2 = 366,29 \text{ KN}$;
- $R_{T30} = 30,28 \text{ KN/m} \cdot 12,23 \text{ m}/2 = 185,16 \text{ KN}$.

Si possono adesso confrontare questi dati con i valori riportate nelle relative tabelle di carico.

Per le travi T50 non si hanno i valori relativi ad una luce di campata di circa 14 m, per cui la tabella di carico in questo caso è inutile. Sapendo però che il momento flettente massimo sopportabile è pari a 2515 KNm e che la reazione massima sopportabile nel caso di appoggio sui montanti di estremità è di 515 KN, si può concludere che le travi T50 utilizzate erano tutte verificate staticamente.

Per le travi T30 invece, dalla tabella di carico per una luce di campata di circa 14 m si ha che il momento massimo è pari a 889 KNm e che la reazione massima all'appoggio è di 254 KN; anche le travi T30 erano tutte quindi verificate staticamente.

5.2.3 Costruzione delle antenne

L'ultima fase realizzativa di costruzione del ponte sul fiume Adda è stata il getto delle antenne. Data la forma complessa e molto particolare di questi due elementi architettonici, l'unica soluzione plausibile era quella di utilizzare un classico cassero a trave, conformato in modo preciso seguendo la forma delle antenne (Figura 416); per

facilitare questo lavoro, all'interno del cassero sono stati utilizzati dei negativi in legno per dare alle antenne la forma prevista da progetto (Figura 417).



Figura 416. Cassero a trave per il getto delle antenne

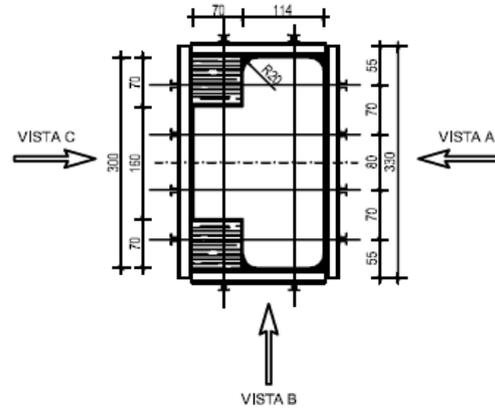


Figura 417. Sezione cassero con dettaglio negativi in legno

Il getto delle antenne non è stato eseguito con un'unica colata, bensì in quattro fasi distinte successive (Figura 419). Questa metodologia di lavoro ha quindi richiesto che il cassero venisse scomposto in più pezzi da porre in opera uno di seguito all'altro (Figura 418).



Figura 418. Pezzi del cassero per il getto delle antenne

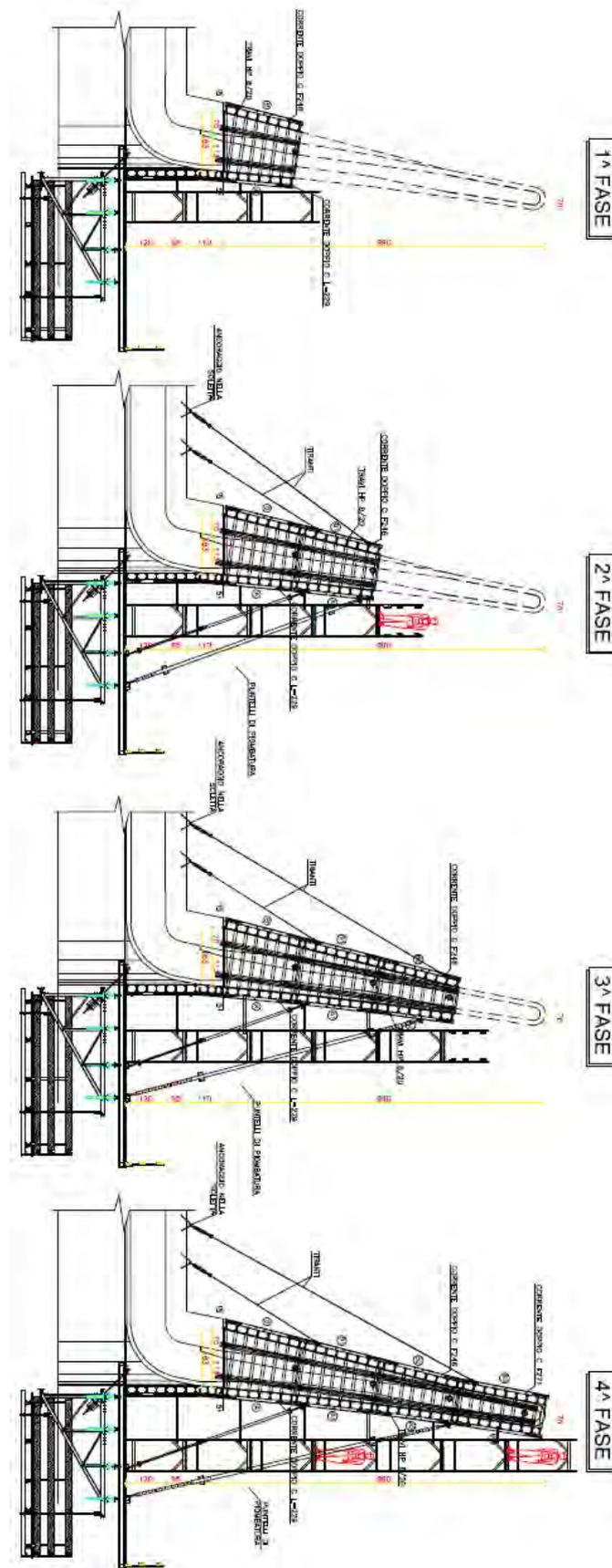


Figura 419. Fasaggio getti per la realizzazione delle antenne

Per velocizzare le operazioni, i pezzi della cassaforma sono stati portati in cantiere già preassemblati; l'unico lavoro da fare era quindi quello di montare insieme con l'ausilio di una gru i vari componenti via via si procedeva con le fasi di getto (Figura 420), in modo tale da ottenere nell'ultima fase la cassaforma completa (Figura 421).



Figura 420. Montaggio della cassaforma per il getto delle antenne



Figura 421. Cassaforma completa per il getto delle antenne

La cassaforma completa aveva un aspetto del tutto simile a quello raffigurato:

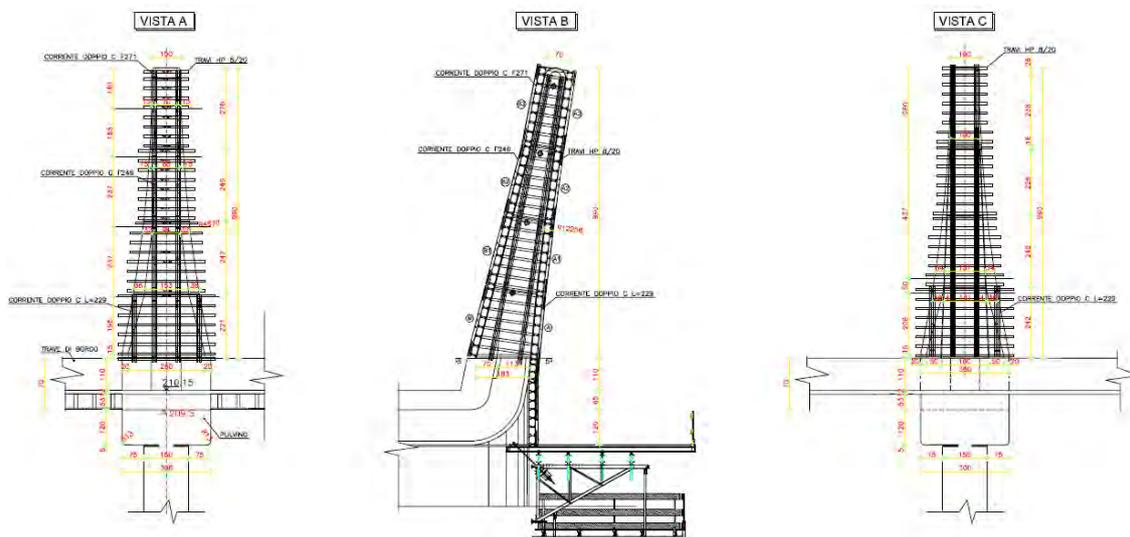


Figura 422. Varie viste del cassero per il getto delle antenne

Mano a mano che si è andati avanti con il fasaggio delle antenne, è stato necessario installare dei puntelli di piombatura esternamente per tenere in posizione la cassaforma, ma soprattutto si è dovuto aggiungere all'attrezzatura dei tiranti con ancoraggio nella

soletta con la funzione di dispositivo di antiribaltamento, perché c'era il rischio che, essendo le antenne inclinate verso l'esterno, il getto fresco causasse il ribaltamento ed il collasso della struttura provvisoria (si veda la Figura 419).

Per formare le mensole di getto, al cassero è stato agganciato un ponteggio che via via saliva in altezza di pari passo con la cassaforma (Figura 423). Questa impalcatura la si è appoggiata sulle piattaforme di lavoro laterali sostenute dalle mensole di rampata HSB utilizzate in precedenza per la realizzazione del pulvino (Figura 424), e che, come già accennato, sono state lasciate in opera proprio per questo scopo (su queste sono stati anche appoggiati i puntelli di piombatura).



Figura 423. Ponteggio per getto antenne



Figura 424. Ponteggio su mensole di rampata HSB per pulvino

Unica attenzione da aver avuto durante il preassemblaggio dei vari pezzi della cassaforma è stata quella di predisporre sul multistrato di finitura i fori sui quali poi si è andati ad inserire, subito prima di effettuare il getto, le selle di appoggio per far passare, all'interno delle antenne, gli stralli di sospensione dell'impalcato e di tutto il ponte (Figure 425 e 426).



Figura 425. Dettaglio foro per collocamento sella di appoggio



Figura 426. Selle di appoggio per stralli

Una volta che il getto delle antenne è maturato e la cassaforma è stata conseguentemente disarmata, si sono potute concludere le operazioni di costruzione delle antenne stesse, andando ad installare e successivamente a tendere gli stralli di sospensione, dando al ponte la sua conformazione finale.



Figura 427. *Stralli di sospensione del ponte sul fiume Adda*

Una volta terminata anche questa fase costruttiva ed ultimate le opere di finitura, il ponte di attraversamento del fiume Adda a Mantello poteva dirsi concluso.

CONCLUSIONI

Volendo tirare le somme, si è visto chiaramente come la costruzione dei ponti in calcestruzzo armato gettati in opera non sia assolutamente un gioco da ragazzi, ma anzi implichi una serie di piccoli e all'apparenza innocui problemi che in realtà poi si possono rivelare decisivi. Se inoltre questa classe di ponti assume una tipologia strutturale non tra le più comuni, ma peculiare come può esserlo ad esempio il ponte strallato, a questi inconvenienti se ne aggiungono ulteriori assolutamente non prevedibili ed inimmaginabili a cui però bisogna essere in grado di fornire una soluzione adeguata.

Non soltanto la struttura in sé, anche l'ambiente, il territorio circostante in cui la futura infrastruttura verrà integrata pone delle difficoltà che alla lunga possono diventare importanti se non considerate fin dall'inizio. Un aspetto sicuramente influenzato da questo contesto è la logistica di cantiere: dove posizionare i mezzi di sollevamento e movimentazione, come (e se possibile) accedere a zone chiave dove sorgeranno strutture strategiche del futuro ponte o viadotto e come trasportarvi attrezzature necessarie per la costruzione sono aspetti che devono tenere conto della realtà geografica nella quale si sta operando, perché se le soluzioni previste in realtà non sono fattibili a causa di incompatibilità territoriali si dovrà pensare a delle altre risoluzioni che potrebbero avere delle grosse ripercussioni non soltanto nelle tecniche costruttive

stesse, nelle dotazioni da utilizzare e nelle tempistiche dei lavori, ma anche nella infrastruttura stessa e nella configurazione dei suoi elementi costituenti.

Sostegno dal basso, sollevamento di conci gettati a piè d'opera, ad esempio, sono tecniche che devono tenere conto se è possibile poggiare a terra le attrezzature necessarie, così come nella costruzione a spinta ad esempio si deve vedere se c'è lo spazio sufficiente all'inizio del ponte per posizionare le attrezzature di lancio.

Anche le dimensioni dei ponti, si è visto, influenzano pesantemente le dotazioni e i metodi costruttivi da adoperare; tra i ponti di grande luce e quelli di piccola luce vi è infatti una differenza notevole tra le tecniche realizzative. Se con le piccole luci, infatti, gli impalcati si riescono a concretizzare in qualche modo per intero, nelle grandi luci ciò non è assolutamente possibile, e si è costretti ad usare dei macchinari complessi e per questo molto costosi, in termini di denaro ma anche di tempo.

Le altezze delle pile (ed eventualmente delle antenne o dei piloni) possono determinare la scelta di un tipo particolare di attrezzatura rispetto ad un altro e le sequenze operative di costruzione, così come la presenza nel manufatto da realizzare di elementi di ostacolo quali gli stralli possono indurre ad un cambio in corso d'opera di strategia operativa. Le dimensioni delle sezioni, inoltre, possono indirizzare all'idea di impiegare un certo tipo di dispositivi di cantiere rispetto ad altri, poiché ad esempio non garantiscono spazio sufficiente per assicurare un corretto funzionamento degli ancoraggi o non permettono di installarne in numero necessario adeguato.

Se stabilito di realizzarlo in calcestruzzo armato gettato in opera, allora i progettisti si sbizzarriscono e in molti casi conferiscono alle strutture dei ponti delle forme complicate, strane e delle volte bizzarre; per gettarle, allora, le attrezzature da prevedere di utilizzare si sa che dovranno essere di tipo specifico e non generico, con incidenze non trascurabili in termini di costi, tempi ed uso di manodopera specializzata.

L'elenco potrebbe proseguire ancora, ma ciò che è stato detto è sufficiente per chiarire il concetto. Le problematiche nella costruzione dei ponti in calcestruzzo armato gettati in opera esistono, ed anche in numero considerevole; se poi, ai problemi indotti dal materiale utilizzato, si aggiungono anche quelli dovuti al tipo di struttura in gioco e alle sue dimensioni, la faccenda per così dire si fa dura.

Questi ostacoli non sono insormontabili, anzi. Di attrezzature da cantiere per la costruzione di manufatti in calcestruzzo armato gettati in opera ne esistono moltissime,

delle più svariate tipologie, ben più numerose di quelle presentate in questo volume, che possono tutte essere messe a disposizione dalla Brand Energy & Infrastructure Services. L'esistenza di questa variegata ed ampia scelta di dotazioni costruttive della Brand Energy & Infrastructure Services e non solo permette di trovare nella grandissima parte dei casi la soluzione al problema che si è riscontrato durante la progettazione del "come costruire" l'infrastruttura in questione.

Se tuttavia, oltre alle figure qualificate e alle persone del settore impiegate alla Brand Energy & Infrastructure Services e nelle altre aziende specializzate, anche i progettisti e gli ingegneri nel senso stretto del termine possedessero una buona conoscenza delle tecniche costruttive più svariate e delle relative attrezzature da cantiere da utilizzare, o per lo meno avessero una infarinatura di base, tutte queste problematiche sorgerebbero già in fase di progettazione dei ponti stessi, e si potrebbero trovarne delle soluzioni adeguate in modo rapido ed intelligente subito, senza dover studiare delle procedure di costruzione complesse per ovviare a questi problemi, se non addirittura stabilire di apportare una variante in corso d'opera all'infrastruttura da realizzare.

È quindi chiaro adesso che una buona progettazione di ponti in calcestruzzo armato gettati in opera non può essere disgiunta dalla conoscenza delle relative tecniche costruttive e delle conseguenti attrezzature da utilizzare, per far sì che si riescano a ridurre fin dalla prima fase di studio dell'opera da realizzare tutte le problematiche che si potrebbero incontrare strada facendo. Per fare questo è bene quindi conoscere aziende quali la Brand Energy & Infrastructure Services e le attrezzature ed i servizi che esse offrono per semplificare e risolvere i problemi di costruzione.

ALLEGATO A

SCHEDE TECNICHE CARRI GETTO CONCI A SBALZO E CENTINE AUTOVARANTI

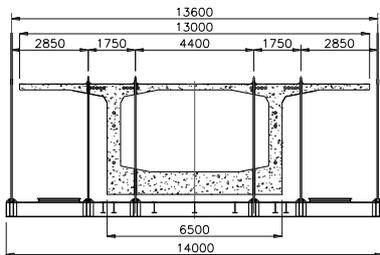
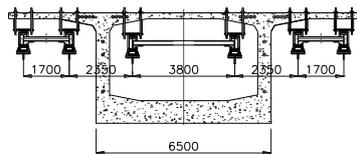
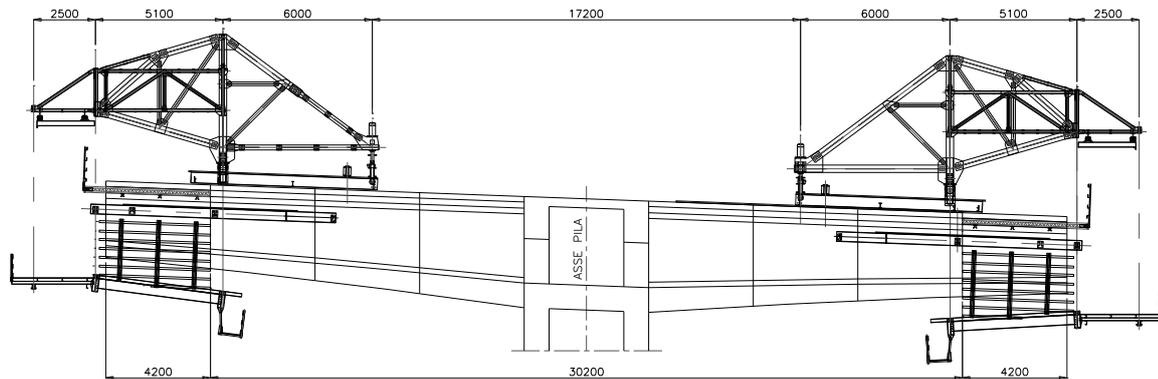
n. 1 Coppia attrezzatura getto conci a sbalzo
no. 1 Pair of cantilevering equipment for precast elements.

Matricola: 047E104

Serial:

Anno di costruzione: 2004

Manufacture year:



CARATTERISTICHE
CHARACTERISTICS

Portata massima: <i>Max capacity:</i>	122 ton
Lunghezza max conci: <i>Max segment length::</i>	4,2 m
Altezza max conci: <i>Max segment max height:</i>	4,1 m
Peso complessivo: <i>Total weight:</i>	60+60 tot

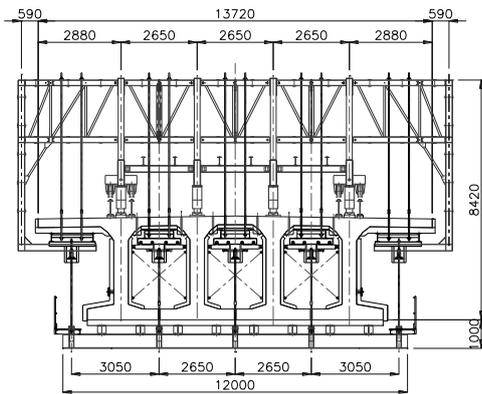
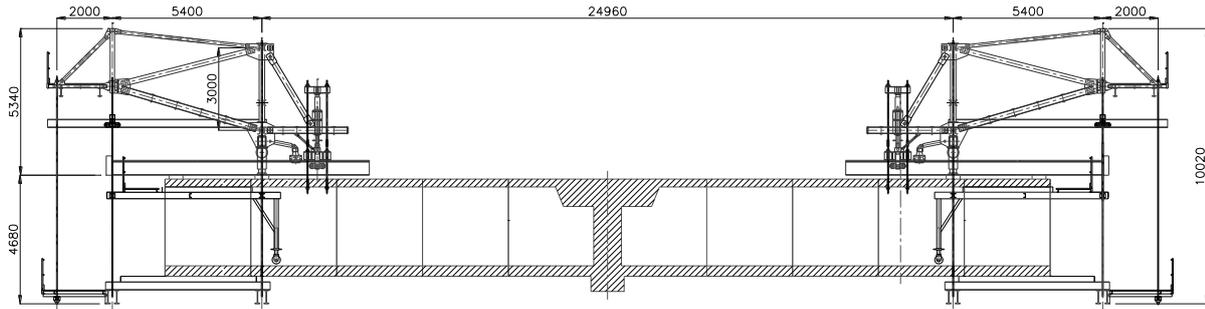


Carri getto conci a sbalzo
Cantilevering equipments for precast elements

n. 2 Coppie attrezzatura getto conci a sbalzo
n. 2 Pairs of cantilevering equipment for precast elements

Matricola: 800E107
Serial:

Anno di costruzione: 2004
Manufacture year:



CARATTERISTICHE
CHARACTERISTICS

Portata massima: <i>Max capacity:</i>	100 ton
Lunghezza max conci: <i>Max segment length::</i>	3.1-4.5 m
Altezza max conci: <i>Max segment max height:</i>	3.65 m
Peso complessivo: <i>Total weight:</i>	84 ton cad.



Carri getto conci a sbalzo
Cantilevering equipments for precast elements

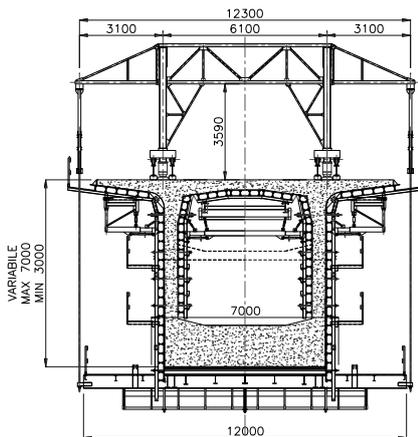
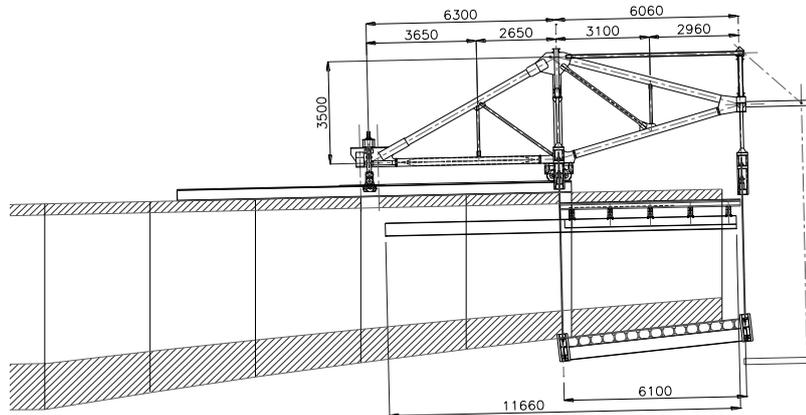
n. 1 Attrezzatura getto conci a sbalzo
no. 1 Cantilevering equipment for precast elements

Matricola: -

Serial:

Anno di costruzione: 2004

Manufacture year:



CARATTERISTICHE
CHARACTERISTICS

Portata massima: <i>Max capacity:</i>	100 ton
Lunghezza max conci: <i>Max segment length::</i>	3.1-4.5 m
Altezza max conci: <i>Max segment max height:</i>	3.65 m
Peso complessivo: <i>Total weight:</i>	84 ton cad.



Carri getto conci a sbalzo
Cantilevering equipments for precast elements

n. 1 Centina autovarante
no. 1 Advance shoring

Matricola: 015L101
Serial:

Anno di costruzione: 1989
Manufacture year:

CARATTERISTICHE
CHARACTERISTICS

Luce campata: 33 m
Air gap:

Lunghezza struttura: 77 m
Structure length:

Peso complessivo: 350 ton
Total weight:



n. 1 Centina autovarante
no. 1 Advance shoring

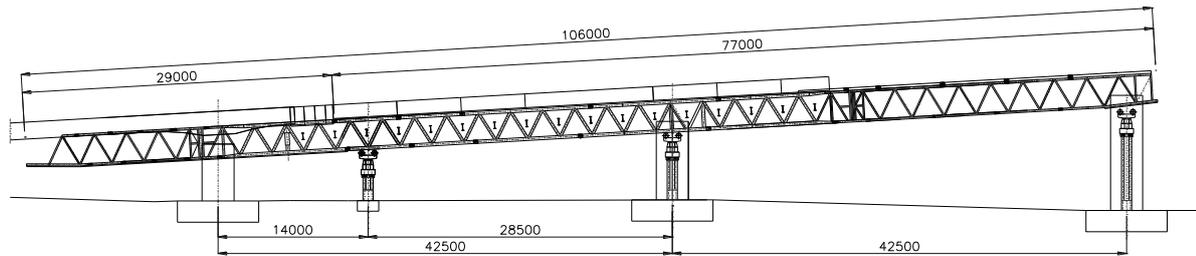
Matricola: 015L101

Serial:

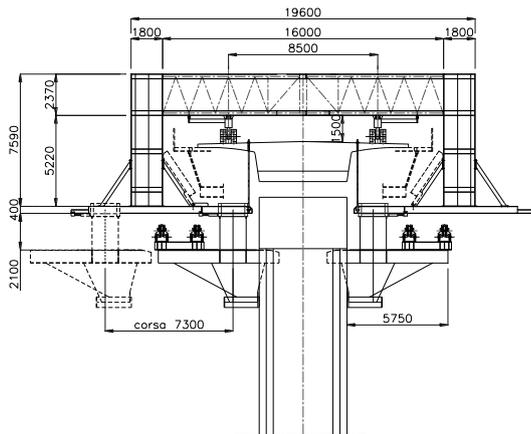
Anno di costruzione: 1989

Manufacture year:

Centine autovaranti
Advance Shoring



CARATTERISTICHE
CHARACTERISTICS



Luce campata: 42,5 m
Air gap:

Lunghezza struttura: 106 m
Structure length:

Peso complessivo: 600 ton
Total weight:



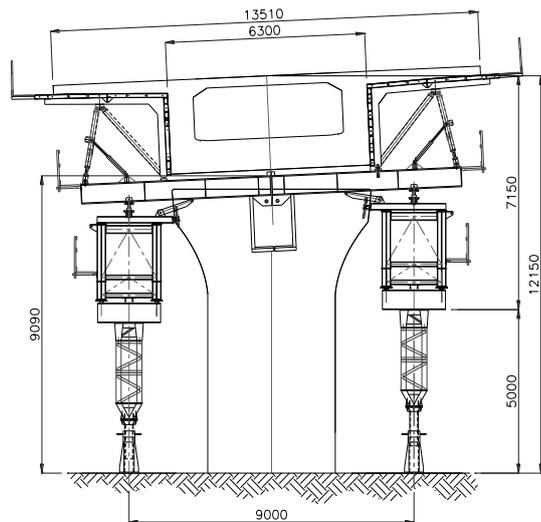
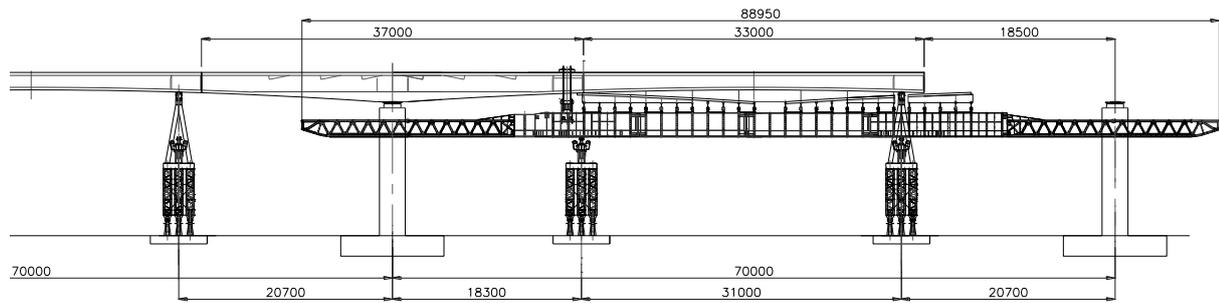
n. 1 Centina autovarante
no. 1 Advance shoring

Matricola: 055A105

Serial:

Anno di costruzione: 2006

Manufacture year:



CARATTERISTICHE
CHARACTERISTICS

Luce campata: 36 m
Air gap:

Lunghezza struttura: 89 m
Structure length:

Peso complessivo: 500 ton
Total weight:

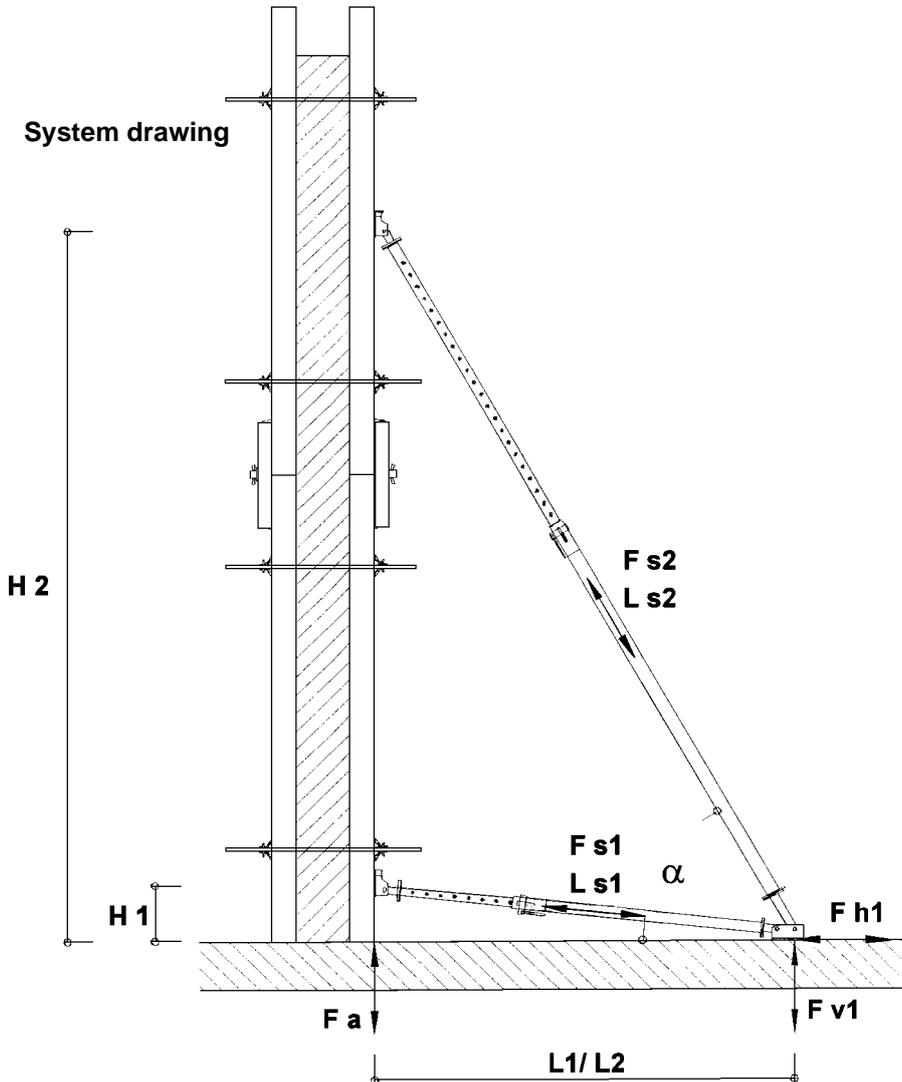


Centine autovaranti
Advance Shoring

ALLEGATO B

ESEMPI DI CALCOLO FORZE DA VENTO SU PUNTELLI DI PIOMBATURA

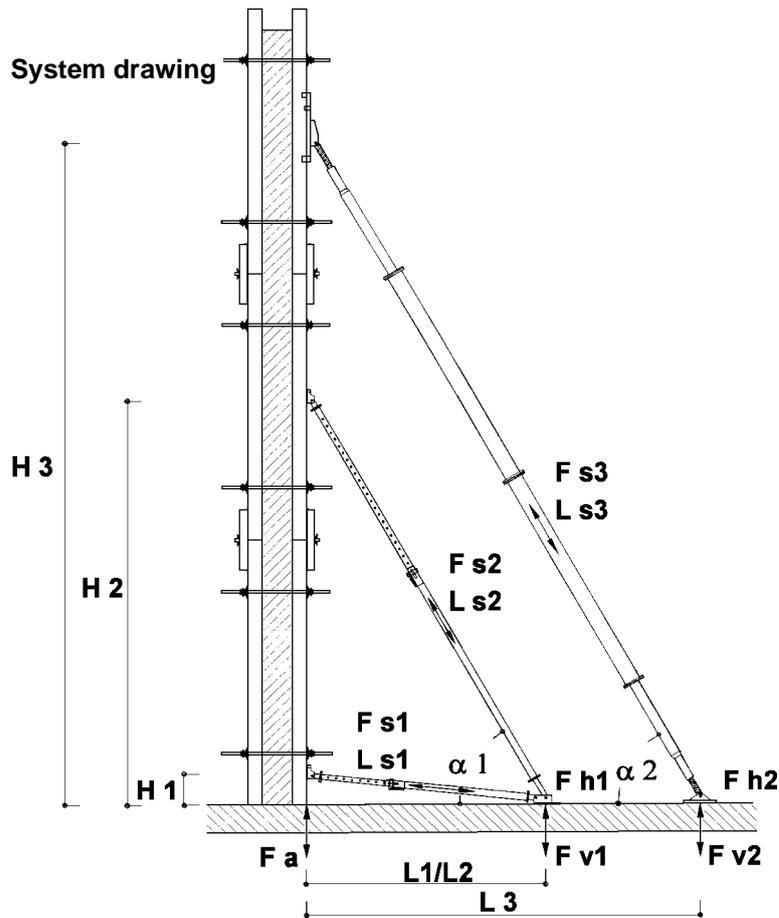
Raking struts



Calculation for:	5 m formwork height		
Remarks:	Test data record		
Formwork weight:	0.50 kN/m ²		
Formwork height:	5.00 m		Loading for a 2.4 m strut distance
α :	60.00°	F s1:	3.06 kN
H 1:	0.30 m	F s2:	9.53 kN
H 2:	3.90 m	F a :	2.66 kN
L 1 / L 2:	2.25 m	Lifting retainer necessary!	
L s1:	2.27 m	F v1:	8.66 kN
L s2:	4.50 m	F h1:	7.80 kN

Calculation for:	7 m formwork height		
Remarks:	Test data record		
Formwork weight:	0.50 kN/m ²		
Formwork height:	7.00 m		Loading for a 1.2 m strut distance
α :	60.00°	F s1:	1.59 kN
H 1:	0.30 m	F s2:	7.77 kN
H 2:	4.80 m	F a :	2.70 kN
L 1 / L 2:	2.77 m	Lifting retainer necessary!	
L s1:	2.79 m	F v1:	6.90 kN
L s2:	5.54 m	F h1:	5.46 kN

All details are based on the calculation of wind loads in conformity with DIN 1055, Part 4, and DIN 1056.



Calculation for:	9 m formwork height
Remarks:	Test data record
Formwork weight:	0.50 kN/m ²
Wind load from 8-20 m above ground:	0.80 kN/m ²
Formwork height:	9.00 m
$\alpha 1$:	60.00°
$\alpha 2$:	60.00°
H 1:	0.30 m
H 2:	4.20 m
H 3:	8.10 m
L 1 / L 2:	2.42 m
L 3:	4.68 m
L s 1:	2.44 m
L s 2:	4.85 m
L s 3:	9.35 m

Loading for a 2.4 m strut distance	
F s 1:	3.97 kN
F s 2:	9.98 kN
F s 3:	12.10 kN
F a :	8.81 kN
Lifting retainer necessary!	
F v 1:	9.13 kN
F v 2:	10.48 kN
F h 1:	8.93 kN
F h 2:	6.05 kN

Calculation for:	12 m formwork height
Remarks:	Test data record
Formwork weight:	0.50 kN/m ²
Wind load from 8-20 m above ground:	0.80 kN/m ²
Formwork height:	12.00 m
$\alpha 1$:	60.00°
$\alpha 2$:	60.00°
H 1:	0.30 m
H 2:	4.80 m
H 3:	10.00 m
L 1 / L 2:	2.77 m
L 3:	5.77 m
L s 1:	2.79 m
L s 2:	5.54 m
L s 3:	11.55 m

Loading for a 1.2 m strut distance	
F s 1:	1.91 kN
F s 2:	7.31 kN
F s 3:	11.35 kN
F a :	9.71 kN
Lifting retainer necessary!	
F v 1:	6.53 kN
F v 2:	9.83 kN
F h 1:	5.55 kN
F h 2:	5.68 kN

Raking struts

Design of raking struts for stabilizing vertical formwork Example: Formwork 6 m high

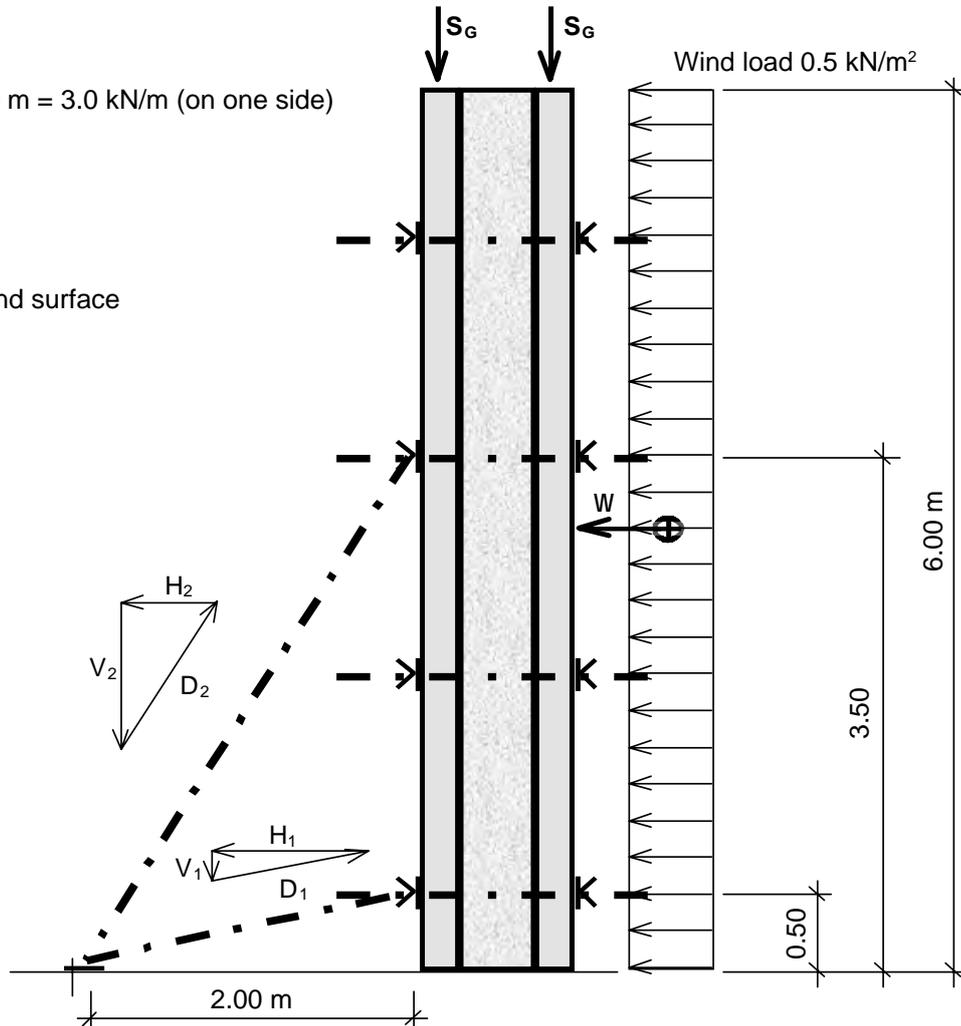
Formwork weight

$$S_G = 0.5 \text{ kN/m}^2$$

$$S'_G = 0.5 \text{ kN/m}^2 \cdot 6.0 \text{ m} = 3.0 \text{ kN/m (on one side)}$$

DIN 1050

0 to 8 m above ground surface



$$W = 0,5 \cdot 1,3 \cdot 6,0 = 3,9 \text{ kN/m}$$

Diagonal lengths:

$$d_1 = \sqrt{2.0^2 + 0.5^2} = 2.06 \text{ m}$$

$$d_2 = \sqrt{2.0^2 + 3.5^2} = 4.03 \text{ m}$$

$$H_1 = 3.9 \cdot \frac{0.5}{3.0} = 0.65 \text{ kN/m}$$

$$H_2 = 3.9 \cdot \frac{2.5}{3.0} = 3.25 \text{ kN/m}$$

Prop Europlus 400 EC

$$D_{zul} = 15.38 \text{ kN}$$

These yield the diagonal loads:

$$D_1 = 0.65 \cdot \frac{2.06}{2.0} = 0.67 \text{ kN/m}$$

$$D_2 = 3.25 \cdot \frac{4.03}{2.0} = 6.55 \text{ kN/m}$$

This yields the support required every

$$x = \frac{15.38}{6.55} = \underline{\underline{2.35 \text{ m}}}$$

$$\sum V = 0.65 \cdot \frac{0.5}{2.0} + 3.25 \cdot \frac{3.5}{2.0} = 5.85 \text{ kN/m} \leq 6,0$$

ALLEGATO C

**TABELLE DI CARICO E DATI STATICI PER
CASSERO A TRAVE
PUNTELLAZIONE DI SOSTEGNO HSB
PUNTELLI DI SOSTEGNO CASSERO PER SOLAI**

19.0 Load tables



fresh concrete pressure p_b [kN/m ²]		40	50	60	40	50	60	40	50	60	40	50	60		
wall element system		①			②			③			④.1				
The heights of the wall elements shown in the statical systems are based on standard H20 beam lengths between 2.45 m and 5.90 m. Element widths "B" from 1.0 m to 3.0 m can be used in steps of 25 cm (see also below).															
height of wall element [cm]:		245			265			290			330				
perm. beam spacing acc. to plywood 18 mm [cm]		44	35	30	37	35	30	37	35	30	32	28	24		
perm. beam spacing acc. to H 20 values [cm]		59	53	49	49	48	45	40	38	35	32	28	24		
linear load on waler [kN/m] at		A	33.7	40.6	43.7	34.8	43	48.2	38.7	48.4	55.6	47.5	59.4	69.4	
		B	32.3	31.9	31.3	39.2	39.5	38.8	45.3	46.6	46.4	52.5	55.6	56.6	
		C	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		D	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		E	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
relevant Element-No. for the execution of wall elements depending on waler length (element width B) and concrete pressure. (see also page 30 and 31)	element width B [cm]	100	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	3	
		125	4	5	5	4	5	5	4	5	5	5	5	6	
		150	8	8	9	8	8	9	8	8	9	9	9	10	
		175	12	12	13	12	12	13	12	12	13	12	13	14	
		200	16	17	18	16	17	18	16	17	18	17	18	19	
		225	21	21	22	21	21	22	21	21	22	22	23	24	
		250	26	26	27	26	26	27	26	26	27	27	28	29	
		275	31	32	33	31	31	33	31	32	33	33	34	35	
		300	37	38	39	37	37	39	37	38	39	38	40	41	

fresh concrete pressure p_b [kN/m ²]		40	50	60	40	50	60	40	50	60	40	50	60	
wall element system		④.2			⑤.1			⑤.2			⑥			
The heights of the wall elements shown in the statical systems are based on standard H20 beam lengths between 2.45 m and 5.90 m. Element widths "B" from 1.0 m to 3.0 m can be used in steps of 25 cm (see also below).														
height of wall element [cm]:		330			360			360			390			
perm. beam spacing acc. to plywood 18 mm [cm]		37	35	30	28	25	21	37	35	35	37	35	30	
perm. beam spacing acc. to H 20 values [cm]		52	49	41	22	20	18	48	42	35	44	39	33	
linear load on waler [kN/m] at		A	33.7	42.3	51	50.8	64	75.8	36.9	46	55.3	37.3	46.6	56.2
		B	30	36.3	38.8	61.2	66	68.2	34	42.7	47.8	43.7	54.8	62.5
		C	36.3	36.4	36.3	-	-	-	41.1	41.3	40.9	42.9	43.6	43.3
		D	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		E	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
relevant Element-No. for the execution of wall elements depending on waler length (element width B) and concrete pressure. (see also page 30 and 31)	element width B [cm]	100	2	2	2	2	3	3	2	2	2	2	2	2
		125	4	5	5	5	6	-	4	5	5	4	5	5
		150	8	8	9	9	10	-	8	8	9	8	8	9
		175	12	12	13	13	14	-	12	12	13	12	12	13
		200	16	17	18	18	19	-	16	17	18	16	17	18
		225	21	21	22	23	24	-	21	21	22	21	21	22
		250	26	26	27	28	29	-	26	26	27	26	26	27
		275	31	32	33	34	35	-	31	32	33	31	32	33
		300	37	38	39	40	41	-	37	38	39	37	38	39

19.0 Load tables

fresh concrete pressure p_b [kN/m ²]		40	50	60	40	50	60	40	50	60	40	50	60	
wall element system		7.1			7.2			8.1			8.2			
<p>The heights of the wall elements shown in the statical systems are based on standard H 20 beam lengths between 2.45 m and 5.90 m. Element widths "B" from 1.0 m to 3.0 m can be used in steps of 25 cm (see also below).</p>														
height of wall element [cm]:		450			450			490			490			
perm. beam spacing acc. to plywood 18 mm [cm]		33	27	22	37	35	30	31	25	21	37	35	30	
perm. beam spacing acc. to H 20 values [cm]		33	27	22	51	42	35	31	25	21	40	39	36	
linear load on waler [kN/m] at		A	42.9	53.5	64.5	34.9	43.5	52.1	42.4	52.9	63.8	35.9	44.9	53.8
		B	61.5	76.9	89.4	39.7	50.1	60.6	70.8	89	104.7	39.9	49.6	60.1
		C	43.7	44.6	44.1	42.1	50.2	54.5	50.8	53.1	53.6	41.4	52.5	60.2
		D	-	-	-	31.2	31.1	30.8	-	-	-	46.8	48	48
		E	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
relevant Element-No. for the execution of wall elements depending on waler length (element width B) and concrete pressure. (see also page 30 and 31)	element width B [cm]	100	2	3	3	2	2	2	2	3	3	2	2	2
		125	5	5	6	4	5	5	5	6	-	4	5	5
		150	8	9	10	8	8	9	9	10	-	8	8	9
		175	12	13	-	12	12	13	13	14	-	12	12	13
		200	17	18	-	16	17	18	17	19	-	16	17	18
		225	22	23	-	21	21	22	22	24	-	21	21	22
		250	27	28	-	26	26	27	27	29	-	26	26	27
		275	32	34	-	31	32	33	33	35	-	31	32	33
		300	38	40	-	37	38	39	39	41	-	37	38	39

fresh concrete pressure p_b [kN/m ²]		40	50	60	40	50	60	40	50	60	40	50	60
wall element system		9.1			9.2								
<p>The heights of the wall elements shown in the statical systems are based on standard H 20 beam lengths between 2.45 m and 5.90 m. Element widths "B" from 1.0 m to 3.0 m can be used in steps of 25 cm (see also below).</p>													
height of wall element [cm]:		590			590								
perm. beam spacing acc. to plywood 18 mm [cm]		37	30	25	44	39	32						
perm. beam spacing acc. to H 20 values [cm]		37	30	25	47	39	32						
linear load on waler [kN/m] at		A	39	48.8	58.5	35.5	44.4	53.3					
		B	58.4	72.7	87.6	42	52.5	62.8					
		C	55.6	70.6	82.9	45.1	56.4	68.2					
		D	51	52.8	53	41.7	51.6	57.9					
		E	-	-	-	39.7	40.1	39.8					
relevant Element-No. for the execution of wall elements depending on waler length (element width B) and concrete pressure. (see also page 30 and 31)	element width B [cm]	100	2	2	3	1	2	2					
		125	4	5	6	4	5	5					
		150	8	9	10	8	8	9					
		175	12	13	14	12	12	13					
		200	16	18	19	16	17	18					
		225	21	22	24	21	21	22					
		250	26	27	29	26	26	27					
		275	31	33	35	31	32	33					
		300	37	39	41	37	38	39					

(Part 1)

Arrangement and spacing of H20 beams

*spacing allowed only with plywood 21 mm thick

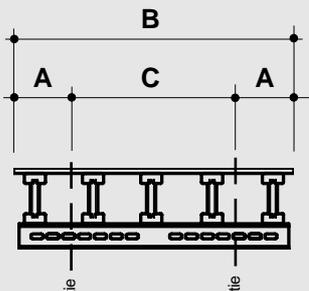
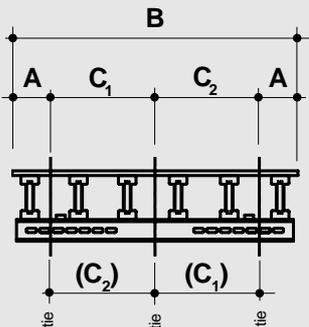
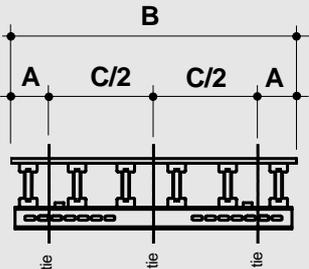
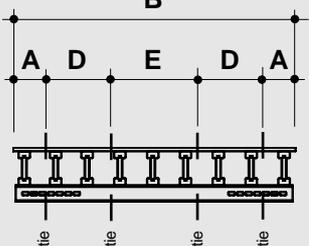
designation and design of elements		ele- ment no.	nos. of H20 pcs./ element	H20 spacing due to element width			
waler [cm]	B [cm]			(B=element width) element system	F [cm]	$B = F + M + F$ $M = n \times e$ [cm] (M = division measure, e = beam spacing)	F [cm]
96	100		1*	3	9	2 x 41	9
			2	4	9	3 x 27.3	9
			3	5	9	4 x 20.5	9
121	125		4	4	9	3 x 35.7	9
			5	5	9	4 x 26.8	9
			6	6	9	5 x 21.4	9
146	150		7*	4	9	3 x 44	9
			8	5	9	4 x 33	9
			9	6	9	5 x 26.4	9
			10	7	9	6 x 22	9
171	175	<p>F = 9 cm e = beam spacing (centre to centre H20)</p>	11*	5	9	4 x 39.3	9
			12	6	9	5 x 31.4	9
			13	7	9	6 x 26.2	9
			14	8	9	7 x 22.4	9
196	200		15*	5	9	4 x 45.5	(9)
			16	6	9	5 x 36.4	9
			17	7	9	6 x 30.3	9
			18	8	9	7 x 26	9
			19	9	9	8 x 22.8	9
221	225		20*	6	9	5 x 41.4	9
			21	7	9	6 x 34.5	9
			22	8	9	7 x 29.6	9
			23	9	9	8 x 25.9	9
			24	10	9	9 x 23	9
246	250		25*	7	9	6 x 38.7	9
			26	8	9	7 x 33.1	9
			27	9	9	8 x 29	9
			28	10	9	9 x 25.8	9
			29	11	9	10 x 23.2	9
			30*	7	9	6 x 42.8	9
271	275		31	8	9	7 x 36.7	9
			32	9	9	8 x 32.1	9
			33	10	9	9 x 28.6	9
			34	11	9	10 x 25.7	9
			35	12	9	11 x 23.4	9
296	300		36*	8	9	7 x 40.3	9
			37	9	9	8 x 35.3	9
			38	10	9	9 x 31.3	9
			39	11	9	10 x 28.2	9
			40	12	9	11 x 25.6	9
			41	13	9	12 x 23.5	9

F = fixed measure (at beginning and end)

20.0 Execution of elements

(Part 2)

Dimensional division and arrangement of wall ties

element no.	relevant tying scheme (shown right)	distance of wall ties (depending on element width an nos.)								Examples of the different tying schemes ○ = type of scheme
		A [cm]	C [cm]	C/2 [cm]	C ₁ [cm]	C ₂ [cm]	D [cm]	E [cm]	A [cm]	
1	①	25	50	---	---	---	---	---	25	①  ②  ③  ④ 
2	①	25	50	---	---	---	---	---	25	
3	①	19	62	---	---	---	---	---	19	
4	①	25	75	---	---	---	---	---	25	
5	①	25	75	---	---	---	---	---	25	
6	①	19	87	---	---	---	---	---	19	
7	①	33	84	---	---	---	---	---	33	
8	①	33	84	---	---	---	---	---	33	
9	①	28	94	---	---	---	---	---	28	
10	①	40	70	---	---	---	---	---	40	
11	①	40	95	---	---	---	---	---	40	
12	①	33	109	---	---	---	---	---	33	
13	①	44	87	---	---	---	---	---	44	
14	②	19	---	---	67	70	---	---	19	
15	①	45	110	---	---	---	---	---	45	
16	①	38	124	---	---	---	---	---	38	
17	①	48	104	---	---	---	---	---	48	
18	②	27	---	---	71	75	---	---	27	
19	②	40	---	---	52	68	---	---	40	
20	①	43	138	---	---	---	---	---	43	
21	①	52	128	---	---	---	---	---	52	
22	②	32	---	---	79	82	---	---	32	
23	②	43	---	---	61	78	---	---	43	
24	②	40	---	---	71	74	---	---	40	
25	①	56	138	---	---	---	---	---	56	
26	①	56	138	---	---	---	---	---	56	
27	②	46	---	---	71	87	---	---	46	
28	③	43	---	82	---	---	---	---	43	
29	②	41	---	---	76	92	---	---	41	
30	②	44	---	---	85	102	---	---	44	
31	③	39	---	98.5	---	---	---	---	37,5	
32	②	50	---	---	79	96	---	---	50	
33	③	46	---	91.5	---	---	---	---	46	
34	②	45	---	---	84	101	---	---	45	
35	④	42	---	---	---	---	69	53	42	
36	③	42	---	108	---	---	---	---	42	
37	②	37	---	---	105	121	---	---	37	
38	③	50	---	100	---	---	---	---	50	
39	②	46	---	---	96	112	---	---	46	
40	④	45	---	---	---	---	75	60	45	
41	④	41	---	---	---	---	74	70	41	

At tie loads F > 90 kN use only tie rods D+W 20. (perm. F = 150 kN)

Telaio 325

Inclinazione parte sporgente di ancoraggio inferiore ai 45° rispetto all'orizzontale

Pressione dis. kN/m ²	H. di getto H (m)	Forze di reazione			Distanza max tra i telai in m.
		Z (kN/m)	V ₁ (kN/m)	V ₂ (kN/m)	
40	2,50	96	31	37	1,87
	2,75	110	28	51	1,63
	3,00	124	22	66	1,45
	3,25	138	14	84	1,24
50	2,50	106	38	38	1,70
	2,75	123	35	52	1,45
	3,00	142	31	70	1,27
	3,25	159	23	90	1,13
60	2,50	110	41	37	1,63
	2,75	132	41	52	1,37
	3,00	152	38	71	1,18
	3,25	174	32	92	1,03

Telaio 500

Inclinazione parte sporgente di ancoraggio inferiore ai 45° rispetto all'orizzontale

40	3,50	153	34	74	2,16
	4,00	181	24	104	1,80
	4,50	209	8	140	1,55
	5,00	238	-8	181	0,97
50	3,50	177	45	80	1,88
	4,00	212	34	115	1,55
	4,50	247	17	158	1,31
	5,00	282	-2	207	0,97
60	3,50	195	54	85	1,72
	4,00	238	45	123	1,39
	4,50	280	27	170	1,16
	5,00	322	2	226	0,97

Telaio 500 con telaio di prolunga HSB 200

Inclinazione parte sporgente di ancoraggio inferiore ai 45° rispetto all'orizzontale

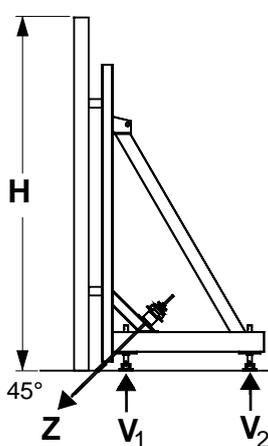
40	5,50	266	60	128	1,74
	6,00	294	49	159	1,56
	6,60	328	31	200	0,97
50	5,50	318	78	147	1,45
	6,00	354	66	183	1,30
	6,60	396	47	233	0,97
60	5,50	365	97	161	1,27
	6,00	407	85	203	1,13
	6,60	458	63	260	0,97

Telaio 500 con telaio di prolunga HSB 200 e con il telaio di prolunga HSB 200/2

Inclinazione parte sporgente di ancoraggio inferiore ai 39° rispetto all'orizzontale

40	7,00	319	25	176	1,56
	7,50	345	12	206	1,44
	8,00	371	7	239	1,34
	8,60	402	-16	281	0,97
50	7,00	386	37	206	1,29
	7,50	418	21	243	1,19
	8,00	451	2	282	1,10
	8,60	480	-14	328	0,95
60	7,00	448	51	232	1,11
	7,50	487	32	274	1,02

Nel caso di scostamenti rispetto ai dati riportati nelle tabelle, sarà necessario presentare delle note di verifica statica eseguita da ingegnere o geometra abilitato. Questo vale in particolare per la pressione del calcestruzzo e per l'inclinazione della parte sporgente dell'ancoraggio.



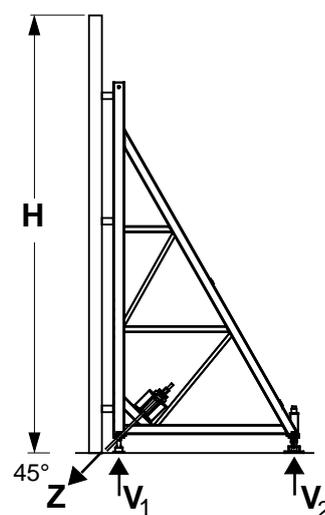
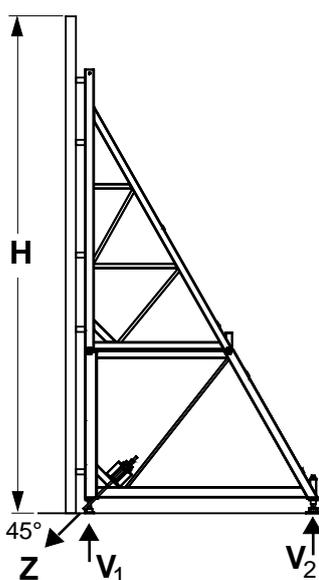
H = Altezza di getto

Z = Carichi sull'ancoraggio

V = Forze sull'albero

⚠ Avvertenza di sicurezza!
I valori delle azioni previsti nelle tabelle sono assorbiti dai telai solo ed esclusivamente se adeguatamente controventati con tubi e giunti.

Le strutture di appoggio ed ancoraggio devono essere in grado di sostenere i carichi Z e V qui stabiliti.



I valori di Z (trazione sulle due barre di ancoraggio) e V (agenti sui piedi di appoggio) devono essere moltiplicati per la fascia di influenza.

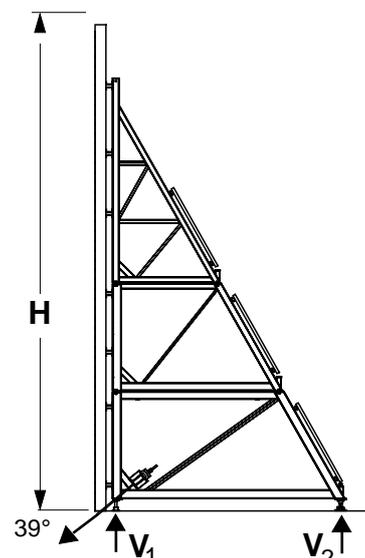
Es: Telaio 500 con telaio di prolunga HSB 200.

Pressione di getto = 50 kN/m²

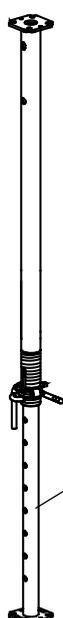
Altezza di getto = 6,60 m

(realizzata con 2 pannelli Manto 2,40 x 3,30)

$$Z = 396 \times \frac{2,40}{2} \left(\frac{2,40}{2} = \text{fascia di influenza} \right)$$

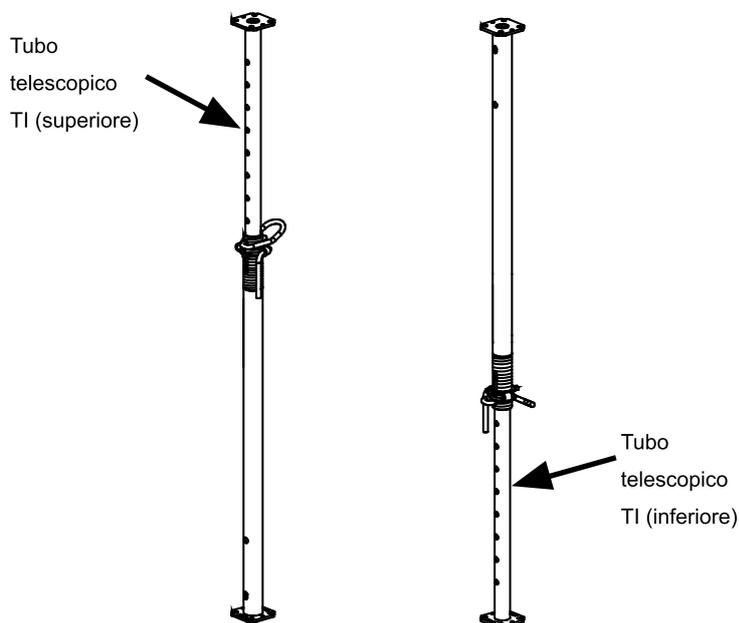


HARSCO EUROPLUS^{new}										
Carichi consentiti dei puntelli [kN] nell'utilizzo basato sul sistema										
Definizione L _{min.} -L _{max.} Posiz. tubo interno L [m]	20-250 1,47m-2,50m		20-300 1,72m-3,00m		20-350 1,98m-3,50m		20-400 2,24m-4,00m		20-550 3,04m-5,50m	
	TI sup.	TI inf.								
1,10										
1,20										
1,30										
1,40										
1,50	27,76	27,76								
1,60	27,76	27,76								
1,70	26,54	27,76								
1,80	25,02	27,76	38,48	38,48						
1,90	24,02	27,76	38,48	38,48						
2,00	23,12	27,76	35,09	38,48	27,76	27,76				
2,10	22,72	27,76	32,52	38,48	27,76	27,76				
2,20	22,32	27,76	30,91	38,48	27,76	27,76				
2,30	21,80	27,76	29,30	38,48	27,76	27,76	30,97	30,97		
2,40	21,21	26,52	28,01	38,48	27,76	27,76	30,97	30,97		
2,50	20,61	24,73	27,21	38,48	27,76	27,76	30,97	30,97		
2,60			26,40	35,55	27,76	27,76	30,97	30,97		
2,70			25,44	32,42	27,76	27,76	30,97	30,97		
2,80			23,83	29,69	27,76	27,76	30,97	30,97		
2,90			22,22	26,95	27,76	27,76	30,97	30,97		
3,00			20,61	24,21	27,76	27,76	30,97	30,97		
3,10					27,76	27,76	30,97	30,97	38,48	38,48
3,20					27,76	27,76	30,97	30,97	38,48	38,48
3,30					27,19	27,76	30,37	30,97	38,48	38,48
3,40					25,70	27,76	29,19	30,97	38,48	38,48
3,50					24,21	27,76	28,02	30,97	38,48	38,48
3,60							26,75	30,97	38,48	38,48
3,70							25,35	30,97	38,48	38,48
3,80							23,94	28,95	38,48	38,48
3,90							22,53	26,84	38,48	38,48
4,00							21,12	24,73	38,48	38,48
4,10									38,48	38,48
4,20									38,29	38,48
4,30									36,58	38,48
4,40	Tubo								34,99	38,48
4,50	telescopico								33,40	38,48
4,60	TI (superiore)								31,82	38,48
4,70									30,23	36,71
4,80									28,64	34,12
4,90									27,13	31,71
5,00									26,04	30,29
5,10									24,95	28,87
5,20									23,87	27,45
5,30									22,78	26,03
5,40									21,69	24,60
5,50									20,61	23,18



10.0 Dati statici

HARSCO EUROPLUS^{new}										
Carichi consentiti dei puntelli [kN] nell'utilizzo basato sul sistema										
Definizione $L_{min.}-L_{max.}$ Posiz. tubo interno L [m]	30-150 1,04m-1,50m		30-250 1,47m-2,50m		30-300 1,72m-3,00m		30-350 1,98m-3,50m		30-400 2,24m-4,00m	
	TI sup.	TI inf.								
1,10	36,06	38,48								
1,20	35,63	38,48								
1,30	35,03	38,48								
1,40	35,03	38,48								
1,50	35,03	38,48	33,33	33,33						
1,60			33,33	33,33						
1,70			33,33	33,33						
1,80			33,33	33,33	37,21	37,21				
1,90			33,33	33,33	37,21	37,21				
2,00			33,33	33,33	37,21	37,21	49,45	49,45		
2,10			33,33	33,33	37,21	37,21	49,45	49,45		
2,20			33,22	33,33	37,21	37,21	49,45	49,45		
2,30			32,74	33,33	37,21	37,21	49,45	49,45	38,48	38,48
2,40			32,34	33,33	36,83	37,21	48,91	49,45	38,48	38,48
2,50			31,94	33,33	36,19	37,21	47,56	49,45	38,48	38,48
2,60					35,55	37,21	46,20	49,45	38,48	38,48
2,70					34,77	37,21	44,85	49,45	38,48	38,48
2,80					33,48	37,21	43,57	48,56	38,48	38,48
2,90					32,20	37,21	42,35	47,07	38,48	38,48
3,00					30,91	36,58	41,13	45,58	38,48	38,48
3,10							39,91	44,09	38,48	38,48
3,20							37,82	41,73	38,48	38,48
3,30							35,52	39,15	38,48	38,48
3,40							33,21	36,58	38,48	38,48
3,50							30,91	34,00	38,48	38,48
3,60									38,48	38,48
3,70									38,48	38,48
3,80									38,48	38,48
3,90									37,94	38,48
4,00									36,06	38,48



BIBLIOGRAFIA

- M. P. Petrangeli, "*Progettazione e costruzione di ponti con cenni di patologia e diagnostica delle opere esistenti*", IV edizione, Casa Editrice Ambrosiana, Milano, 2001.
- N. J. Gimsing, C. T. Georgakis, "*Cable supported bridges - concept and design*", III edizione, Wiley, Singapore, 2012.
- F. De Miranda, "*I ponti strallati di grande luce*", Edizioni Scientifiche A. Cremonese - Roma, Italia, 1980.
- C. Modena, C. Pellegrino, P. Franchetti, "*Linee guida per la progettazione e l'esecuzione dei ponti a travata con particolare riferimento alle problematiche inerenti la soletta d'impalcato*", Università degli Studi di Padova - Dipartimento di Costruzioni e Trasporti, Padova.
- F. Leonhardt, "*c.a. & c.a.p. calcolo di progetto e tecniche costruttive*", Volume VI "*I ponti, dimensionamento e tipologia di costruzione*", I edizione, Edizioni di Scienza e Tecnica, Milano, 1979.
- Dispense del corso "*Progetto di ponti*" tenuto dal Prof. Ing. C. Modena e altri presso l'Università degli Studi di Padova, Padova, anno accademico 2013/2014.
- Appunti delle lezioni del corso "*Progetto di ponti*" tenuto dal Prof. Ing. C. Modena e altri presso l'Università degli Studi di Padova, Padova, anno accademico 2013/2014.

- Catalogo Harsco Infrastructure "*H20 Formwork for Walls and Columns - Instructions for erection and use*", Harsco Infrastructure, Ottobre 2009.
- Catalogo Hünnebeck "*CS240L Climbing Scaffold with retractable formwork - Instructions for erection and use*", Hünnebeck, Luglio 2008.
- Catalogo Harsco Infrastructure "*Puntellazione di sostegno HSB - Istruzioni di montaggio e impiego*", Harsco Infrastructure Italia SpA, Gennaio 2010.
- Catalogo Hünnebeck "*Rasto, Rasto XXL, Takko - Istruzioni di impiego*", Hünnebeck Italia SpA.
- Catalogo Harsco Infrastructure "*Rasto, Rasto XXL, Takko - Instructions for erection and use*", Harsco Infrastructure Services, Marzo 2010.
- Catalogo Harsco Infrastructure "*Manto, Cassaforma a telaio di grande superficie - Istruzioni di montaggio e d'uso*", Harsco Infrastructure Italia SpA, Novembre 2009.
- Catalogo Harsco Infrastructure "*Topflex - Istruzioni di montaggio e impiego*", Harsco Infrastructure Italia SpA, Marzo 2010.
- Catalogo Hünnebeck "*Variomax, Cassaforma per travi ribassate, Europlus new, Tavoli per solaio H20 - Il programma ideale per ogni cassaforma per solai*", Hünnebeck Italia SpA.
- Catalogo Hünnebeck "*Puntelli per solaio - Istruzioni di impiego*", Hünnebeck Italia SpA, Maggio 2008.
- Catalogo Hünnebeck "*SCF Self-Climbing Formwork - Instructions for assembly and use*", Hünnebeck, Novembre 2009.
- Catalogo Hünnebeck "*SCF Self Climbing Formwork - Moving up into a new performance category*", Hünnebeck.
- Catalogo Harsco Infrastructure "*Sistema di puntellazione GASS - Istruzioni di montaggio ed impiego*", Harsco Infrastructure Italia SpA, Gennaio 2011.
- Catalogo SGB Formwork "*GASS Aluminium Shoring System*", SGB Group.
- Catalogo Hünnebeck "*KK 180-230 - Il sistema di ripresa*", Hünnebeck Italia SpA.
- Catalogo Harsco Infrastructure "*Sistema Rampante KK 180-230*", Harsco Infrastructure Italia SpA.
- Catalogo Thyssen "*Heavy Duty Truss T30*", Thyssen.

- Catalogo Thyssen "*Heavy Duty Truss T50*", Thyssen.
- Catalogo Harsco Infrastructure "*Casseforme per pareti - Ottenere successo con l'appropriato sistema*", Harsco Infrastructure Italia SpA.
- Catalogo Harsco Infrastructure "*Casseforme per solai e sistemi di supporto - Soluzioni di altissimo livello per prestazioni ottimali*", Harsco Infrastructure Italia SpA.
- Catalogo Harsco Infrastructure "*FCS (Free Cantilever System)*", Harsco Infrastructure Italia SpA.
- Presentazione PowerPoint Harsco Infrastructure "*Centre of Expertise for Bridges and Tunnels - Bridge decks - Significant projects*", Harsco Infrastructure, Turate (CO), 26-27 Settembre 2013.
- Catalogo SPIC "*Equipment Report 2009*", SPIC.
- Manuale utente Hünnebeck "*Formwork - Tables, Work scheduling, Concrete engineering, Site safety*", Hünnebeck.
- Documento PERI "*Wall formwork and climbing system - Application of new wind load standards*", PERI.
- Prof. G. M. Calvi, Presentazione PowerPoint del corso di "*Teoria e Progetto dei Ponti*", Università degli Studi di Pavia, anno accademico 2008/2009.
- Presentazione PowerPoint Brand Energy & Infrastructure Services "*Mersey Gateway Bridge Project - Formwork and Shoring Proposal*", Brand Energy & Infrastructure Services, Dicembre 2014.
- C. Carini, "*Verbale riunione in cantiere presentazione offerta casseforme per Pylons dell'11 Dicembre 2014*", Brand Italia SpA, 15 Dicembre 2014.
- Ing. E. Giuriani, "*Nuovo ponte sull'Adda lungo la S.P. n° 42 nel comune di Mantello - Progetto Esecutivo - Relazione Illustrativa*", Chiavenna (SO), Maggio 2004.
- Provincia di Sondrio - Settore Risorse Ambientali - Servizio Ambiente e Aree Protette, "*Progetto per la realizzazione di un nuovo ponte sull'Adda nel comune di Mantello - Procedura di Verifica Ambientale*", Sondrio, Febbraio 2004.
- Ing. E. Giuriani, "*Nuovo ponte sull'Adda lungo la S.P. n° 42 nel comune di Mantello - Perizia - Relazione Illustrativa*", Chiavenna (SO), Aprile 2005.

- Decreto Ministeriale 14 Gennaio 2008, in materia di "*Norme Tecniche per le Costruzioni*".
- Norma DIN 18216, "*Schalungsanker für Betonschalungen; Anforderungen, Prüfung, Verwendung*" trad. ita. "Ancoraggi per casseforme; requisiti, prove,uso".
- Norma DIN 4421, "*Lehrgerüst; Berechnung, Konstruktion und Bau*" trad. ita. "Casseforme; calcolo, progettazione e costruzione".
- Norma DIN 1045, "*Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton*" trad. ita. "Strutture in calcestruzzo, calcestruzzo armato e calcestruzzo armato precompresso".
- Norma DIN 18218, "*Frischbetondruck auf lotrechte Schalungen*" trad. ita. "Pressione del calcestruzzo fresco sulla cassaforma perpendicolare".
- Norma DIN 18202, "*Toleranzen im Hochbau a Bauwerke*" trad. ita. "Tolleranze per gli edifici e la loro costruzione".
- Norma DIN 1055-4:2005, "*Einwirkungen auf Tragwerke - Windlasten*" trad. ita. "Azioni sulle strutture - Carico da vento".
- Norma ENV 1991 (Eurocodice 1), in materia di "*Basi della Progettazione e delle Azioni sulle Strutture*".
- Norma UNI EN 206-2006, in materia di "*Calcestruzzo - Parte 1: Specificazione, prestazione, produzione e conformità*".
- Norma UNI 11104:2004, in materia di "*Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità - Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206-1*".
- Norma UNI EN 1065, in materia di "*Puntelli telescopici regolabili in acciaio - Specifiche di prodotto, progettazione e verifica attraverso calcoli e prove*".

Siti internet direttamente consultati:

- <http://www.federica.unina.it/architettura/laboratorio-di-costruzione-architettura/le-parti-e-il-tutto-progetto-e-struttura/> .
- <http://www.autostrade.it/it/home> .
- <http://www.merseygateway.co.uk> .

- <http://www.paesidivaltellina.it/mantello> .
- <http://www.comune.mantello.so.it> .
- http://it.wikipedia.org/wiki/Pagina_principale .