

UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI PADOVA
DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA CIVILE, EDILE E AMBIENTALE



Corso di Laurea Magistrale a ciclo unico in Ingegneria Edile-Architettura

Tesi di Laurea Magistrale

**ANALISI DI VULNERABILITA' SISMICA
DELLO STADIO EUGANEO DI PADOVA**

Laureando:

Nicolò Lazzarini

Relatrice:

Prof.ssa Francesca da Porto

Correlatore:

Ing. Elena Stievanin

Anno Accademico 2014-2015

INDICE

CAPITOLO 1

EVOLUZIONE DELLA NORMATIVA TECNICA PER LE COSTRUZIONI IN CALCESTRUZZO ARMATO ED IN MATERIA DI SICUREZZA SISMICA	11
--	-----------

CAPITOLO 2	19
-------------------------	-----------

INQUADRAMENTO GENERALE	19
-------------------------------------	-----------

2.1. UBICAZIONE E CARATTERISTICHE	20
--	-----------

2.2. COLLEGAMENTI.....	21
-------------------------------	-----------

2.3. CAPIENZA.....	21
---------------------------	-----------

2.4. UTILIZZO	22
----------------------------	-----------

2.4.1. Calcio	22
----------------------------	-----------

2.4.2. Atletica	22
------------------------------	-----------

2.4.3. Rugby.....	23
--------------------------	-----------

2.4.4. Concerti e manifestazioni	23
---	-----------

2.4.5 Servizi	23
----------------------------	-----------

2.5. STORIA SISMICA	24
----------------------------------	-----------

CAPITOLO 3

ANALISI STORICO - CRITICA	31
--	-----------

CAPITOLO 4

RILIEVO STRUTTURALE	41
----------------------------------	-----------

4.1 RILIEVO FOTOGRAFICO.....	41
-------------------------------------	-----------

4.1.1. Rilievo esterno	42
-------------------------------------	-----------

4.1.2. Rilievo interno.....	48
4.2.1. Tribuna Ovest	51
4.2.1.1. Quota 0,00.....	51
4.2.1.2. Quota 5,75.....	52
4.2.1.3. Quota 9,45.....	53
4.2.1.4. Quota 14,65.....	54
4.2.1.5. Quota 19,85.....	55
4.2.2. Corpi di collegamento verticale (0,00 – 19,85)	56
4.2.3. Tribuna Sud	57
4.2.3.1 Quota 0,00.....	57
4.2.3.2. Quota 5.75.....	57
4.2.3.3. Quota 9,45.....	59
4.2.3.4. Quota 14,65.....	60
4.2.4. Corpi di collegamento	60
4.2.4.1. Quota 0,00.....	60
4.2.4..2 Quota 5,75.....	61
4.2.4.3. Quota 9,45.....	62
4.2.4.4. Differenze	62
4.2.5. Ponti pedonali	64
4.2.6. Destinazioni d'uso.....	65
4.3. ANALISI GEOLOGICA E GEOTECNICA DEL SITO	70
4.3.1. Studio geologico	70
4.3.2. Studio geotecnico.....	72
4.3.3. Risultati ottenuti	73
4.3.4. Scelte progettuali	74
4.4.2. Tribuna Est	77
4.4.3. Corpi di collegamento verticale.....	80
4.4.4. Copertura	82
4.4.5. Tribuna Sud	83
4.4.6. Corpo di collegamento	85
4.4.7. Ponti pedonali	87

CAPITOLO 5

ANALISI STRUTTURALE91

5.1. METODO UTILIZZATO	91
5.2. CREAZIONE DEL MODELLO.....	92
5.3 CARATTERISTICHE MECCANICHE DEI MATERIALI	94
5.4. AZIONI SULLA COSTRUZIONE	96
5.4.1. Carichi statici.....	96
5.4.1.1. Tribune e corpi di collegamento	96
5.4.1.2. Corpi di collegamento verticali	98
5.4.1.3. Ponti pedonali.....	99
5.4.2. Carico Neve	100
5.4.3. Azione del vento	101
5.4.4. Azione sismica.....	102
5.4.5. Combinazione delle azioni.....	104
5.5. ANALISI STATICA.....	106
5.6. ANALISI DINAMICA LINEARE	107
5.6.1. Analisi modale (Natural Frequency Analysis).....	111
5.6.2. Analisi spettrale (Spectral Response Analysis).....	112
5.7 RISULTATI ANALISI DINAMICA.....	113

CAPITOLO 6

VERIFICHE STRUTTURALI115

6.1. INTRODUZIONE.....	115
6.2. VERIFICA ELEMENTI IN CALCESTRUZZO	115
6.2.1. Verifica a flessione e pressoflessione	115
6.2.2. Verifica a taglio	117
6.3. VERIFICA ELEMENTI IN ACCIAIO	118
6.3.1. Verifica elemento teso.....	120
6.3.2. Verifica elemento compresso	121
6.3.3. Verifica dei bulloni soggetti a taglio e/o trazione	121
6.4. VERIFICHE STATICHE	122

6.5. VERIFICHE SISMICHE.....	126
6.5.1. Tribuna Est	126
6.5.2. Tribuna Sud	144
6.5.3. Corpo di collegamento	158
6.6 ANALISI DEI RISULTATI.....	170
6.6.1 Tribuna Est	170
6.6.2 Tribuna Sud	172
6.6.3 Corpo di Collegamento.....	175

CAPITOLO 7

PIANO D'INDAGINI	179
7.1. PIANIFICAZIONE	179
7.2. INDAGINI VISIVE.....	179
7.3. INDAGINI STRUMENTALI.....	180
7.3.1. Prove non distruttive.....	180
7.3.2. Prove debolmente distruttive	182
7.4 MONITORAGGIO.....	183

CAPITOLO 8

CONCLUSIONI	187
BIBLIOGRAFIA	191
NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	191
SITOGRAFIA.....	193
APPENDICI.....	195

INTRODUZIONE

Oggetto della ricerca in questione è fornire al Comune di Padova una trattazione documentata sul comportamento strutturale in caso di rischio sismico dello Stadio Euganeo sito in Viale Nereo Rocco 60. Questo studio si pone come obiettivo la verifica strutturale dell'impianto al fine di determinare l'idoneità del complesso, ad ospitare aree di accoglienza Di.coma.C – Direzione di Comando e controllo della Protezione Civile in caso di evento sismico. Tale servizio è fondamentale per coordinare le componenti e le strutture operative impegnate nel soccorso e assistenza alla popolazione e negli interventi provvisori connessi alle prime necessità. Pertanto, sebbene lo studio si concentri prevalentemente su di un'analisi globale della struttura, considerando in maniera minore gli aspetti secondari del complesso, esso deve rappresentare in maniera coerente la struttura simulata, per ottenere così risultati veritieri ed affidabili, da confrontare poi con i requisiti richiesti dal Dipartimento della Protezione Civile.

Nel corso di questa tesi è stato necessario fare riferimento sempre a due importanti temi: il materiale che costituisce la struttura, interamente composta di cemento armato, e l'aspetto sismico da indagare. Solo tenendo presenti questi due concetti è stato possibile proseguire nelle varie fasi del lavoro, prendendo nota in fase di ricerca di tutti quei dettagli che risultano fondamentali per portare a termine l'analisi. In questo modo, focalizzandosi sull'obiettivo da raggiungere, senza però mai perdere di vista i principi di partenza, è stato possibile progredire nello svolgimento dello studio trattando un edificio tanto ricco di documenti, informazioni, dettagli.

Il lavoro si è articolato in diverse fasi, cominciando dalla ricerca in archivio del materiale storico inerente la struttura in questione. La documentazione ritrovata comprende tavole architettoniche e strutturali, relazioni generali, di calcolo, e geologiche. Data l'imponente mole di documenti raccolti e gli avvicendamenti progettuali e burocratici a cui lo stadio è stato sottoposto prima di raggiungere l'attuale conformazione, è risultato di primaria importanza individuare il materiale funzionale al lavoro da eseguire.

Dopo la fase di reperimento del materiale, lo studio è proseguito con la riproduzione dell'impianto in pianta ed in alzato attraverso il software AutoCAD, fase che ha presentato i primi dubbi sulla composizione dell'impianto, sia dal punto di vista

strutturale che da quello geometrico – architettonico, con le relative deduzioni per fare fronte a queste incertezze. Risolte queste problematiche sulla comprensione della struttura, si è proceduto verso la creazione del modello ad elementi finiti della struttura attraverso il Software Straus7. Quest'ultimo utilizza il metodo degli elementi finiti, per applicazioni di tipo lineare e non, relativamente ad analisi della risposta statica e dinamica. La creazione di un modello più possibile realistico passa attraverso lo studio della struttura e delle problematiche che essa comporta, in relazione alle possibilità di modellazione che il software mette a disposizione. Per l'analisi e l'applicazione dei carichi della struttura sono state ricavate dalle relazioni di calcolo di progetto fornite dall'archivio comunale di Padova. Oltre ad essi, opportunamente suddivisi in strutturali e non, sono stati utilizzati i carichi descritti dalla normativa NTC del 2008 riguardanti il carico accidentale della neve, del vento, del sisma, legati alla localizzazione, all'altitudine, alle caratteristiche geologiche e topografiche del sito.

Il D.M 14 gennaio 2008 inoltre si presenta come il documento di riferimento per affrontare non solo l'approccio metodologico generale, ma anche l'interpretazione dei risultati, destinata alle verifiche strutturali, alla valutazione della sicurezza e all'eventuale progetto di interventi da sottoporre all'impianto, che conclude la seguente trattazione.

CAPITOLO 1

EVOLUZIONE DELLA NORMATIVA TECNICA PER LE COSTRUZIONI IN CALCESTRUZZO ARMATO ED IN MATERIA DI SICUREZZA SISMICA

Prima di affrontare in maniera approfondita lo studio della struttura in questione è necessario analizzare l'evoluzione della normativa nazionale in materia di progettazione di strutture in calcestruzzo armato. Per questo motivi si è scelto di affrontare l'argomento in maniera analitico – cronologica, partendo dal decreto ministeriale del 1907 e progredendo verso il 1988, anno del primo progetto dello Stadio Euganeo di Padova.

Si è in particolar modo focalizzata l'attenzione sulle evoluzioni cronologiche dei documenti normativi riguardanti i criteri per la sicurezza degli edifici in zona sismica. Tali normative venivano in genere aggiornate e riviste a seguito del verificarsi di eventi sismici di rilevante intensità. Proprio per questo motivo la successione delle normative permette di capire quali siano state in precedenza le decisioni prese ed i relativi accorgimenti trovati nel corso della loro evoluzione.

Il fine di questo capitolo non è però limitato alla ricerca di quegli strumenti responsabili a vincolare la progettazione e la costruzione dell'impianto analizzato, ma anche quella di presentare tutti i documenti che oggi determinano la lettura, lo studio sismico, ed infine la verifica delle prestazioni dello stadio.

- **D.M 10 gennaio 1907:** “Metodi normali di prova per gli agglomerati idraulici” parte I. “Prove normali per l'accettazione dei materiali agglomerati idraulici” parte II.

Questo primo testo normativo imponeva l'individuazione dei livelli tensionali dei componenti strutturali, oltre che dare prescrizioni generali sui metodi di prova del materiale. In seguito a questo decreto divenne obbligatorio allegare ai progetti esecutivi

anche i calcoli statici, per garantire la sicurezza della costruzione non solo mediante il rispetto delle regole tecniche.

- **Regio decreto 16 novembre 1939 n° 2229:** “ Norme per l’accettazione dei leganti idraulici”.

L’atto in questione fu il documento conclusivo di una serie di aggiornamenti, modifiche, integrazioni spesso in contrasto tra di loro, che si alternarono durante il periodo della Seconda Guerra Mondiale. Il decreto del ’39 fu sviluppato per garantire in maniera scrupolosa i contenuti espressi nel D.M del 1907, introducendo inoltre un elenco di laboratori ufficiali per le prove sui materiali da costruzione. Oltre a ciò questo decreto presentava il sistema di controllo e accettazione dei calcoli statici e dei relativi progetti da parte dei Geni Civili e delle Prefetture.

Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici era l’ente responsabile di approvare i progetti finali redatti, ruolo che gli permise di aggiornare la norma attraverso circolari o pareri, dando così un riscontro alle nuove esigenze costruttive sottopostegli negli anni.

E’ con la regolamentazione introdotta da questo atto che prese corpo la ricostruzione del paese nel dopoguerra, non solo a livello urbano, ma anche di grandi opere e nuove infrastrutture, fino agli anni ’60 e ’70.

- **Legge 5 novembre 1971 n° 1086:** “Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica”.

Questa norma fu emanata in seguito alle progressive evoluzioni delle tecniche e dei materiali da costruzione avvenute a cavallo tra gli anni ’70 e ’80, le quali non riuscivano più a trovare un’adeguata regolamentazione nel precedente decreto del 1939, ma necessitavano di un aggiornamento tecnico – scientifico.

Gli argomenti introdotti da questo documento prendevano corpo nel **decreto ministeriale del 30 maggio 1972:** “Norme tecniche alle quali devono uniformarsi le costruzioni in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica”.

In ambito tecnico questa norma introduceva la necessità, da parte della figura tecnica responsabile del progetto, di essere registrata regolarmente ad un albo professionale. Fu introdotto anche il concetto di responsabilità da parte del progettista per tutte le strutture dell'opera da realizzare. Inoltre era specificato la responsabilità del direttore dei lavori e del costruttore della corrispondenza tra progetto e opera realizzata. Oltre a ciò furono introdotti il dovere di denuncia al competente ufficio del genio civile dei nomi e dei recapiti dei tecnici legati ad un'opera, ed il dovere di collaudo per almeno dieci anni da parte di un ingegnere o di un architetto regolarmente iscritti al proprio albo.

Altro aspetto del documento da considerare fu l'introduzione del calcolo a rottura per la verifica della sicurezza strutturale.

- **Legge 2 febbraio 1974 n°64:** “Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”.

In seguito ai due terremoti del gennaio e giugno '72 ad Ancona vennero introdotte una serie di norme tecniche riguardanti in particolare; carichi e sovraccarichi e loro combinazioni, criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni, aggiornamento degli elenchi delle zone dichiarate sismiche e delle disposizioni precedentemente emanate, attribuzione differenziata del grado di sismicità per la determinazione delle azioni sismiche.

Nel titolo II del testo in questione, quello riguardante in particolare le costruzioni in zona sismica, venivano definiti nei vari articoli quali edifici interessavano questo argomento, divisi per materiale e per struttura. Inoltre veniva descritto il tipo di azione sismica considerata, classificate in verticali, orizzontali, torcenti e ribaltanti. Oltre a ciò nel documento si trattava anche della verifica delle strutture e delle fondazioni, nonché delle competenze statali degli uffici del genio civile sugli strumenti urbanistici.

Venivano in seguito trattati, al corpo II di questo secondo titolo di norma, gli interventi di riparazione, sopraelevazione, interventi su edifici di speciale importanza artistica.

Al corpo III invece, per concludere la trattazione di questo documento, venivano curati tutti gli aspetti legati alle denuncia dei lavori, alla presentazione dei progetti e alle autorizzazioni per l'inizio dei lavori. Riguardo a ciò, con l'entrata in vigore di questa

legge, venne introdotta la “licenza edilizia”, un permesso necessario alla costruzione emanato dall’ufficio tecnico comunale.

- **D.M LL.PP 30 maggio 1974:** “Norme tecniche per la esecuzione delle opere in cemento armato normale e precomprese e per le strutture metalliche”.

Tema della norma erano il collaudo statico e le prove di carico, decretando l’impossibilità di porre in servizio un’opera prima che sia avvenuto il collaudo statico. Esposte le condizioni per una regolare prova di carico il documento presentava gli elementi per le valutazioni sull’esito di suddetta prova. Questi riguardavano le deformazioni e la loro proporzionalità con i carichi, l’assenza di lesioni o dissesti durante la prova, la freccia elastica e permanente. In seguito a tali prove l’atto esponeva la necessità di redare un verbale da far sottoscrivere al collaudatore, dal direttore dei lavori e dal costruttore.

- **D.M 27 luglio 1985:** “Norme tecniche per la esecuzione delle opere in cemento armato normale e precomprese e per le strutture metalliche”.
- **D.M LL.PP 24 gennaio 1986:** “Norme tecniche relative alle costruzioni antisismiche”.

Dopo i terremoti del 1976 in Friuli Venezia Giulia e soprattutto quello dell’Irpinia e della Basilicata del 1980 ci fu bisogno non solo di norme per la gestione della ricostruzione di queste zone, atti da fornire alla sovrintendenza il più celermente possibile, ma anche un nuovo documento che regolasse più in generale qualsiasi tipo di intervento edilizio su un’area considerata a rischio sismico.

E’ proprio in questo momento dello sviluppo cronologico normativo indagato che si inserisce la progettazione e la costruzione dello Stadio Euganeo di Padova. Tutti i progetti e le relazioni di calcolo del complesso fanno riferimento a questi documenti normativi:

- **Legge 5 novembre 1971, n° 1086**
- **D.M 27 luglio 1985**
- **D.M 3 ottobre 1978**

Si vuole analizzare ora tutti quei documenti responsabili degli aggiornamenti, dei cambiamenti, delle innovazioni che hanno portato ad arrivare alle norme tecniche per le costruzioni del 2008, strumento fondamentale per l'analisi ai giorni nostri del complesso sportivo.

- **D.M 9 gennaio 1996:** “Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche”.

L'innovazione più importante introdotta da questo decreto è stata la possibilità di utilizzare su tutto il territorio nazionale sia il metodo di verifica alle tensioni ammissibili (già utilizzato in Italia) sia quello agli stati limite, nella versione Europea presentato negli Eurocodice 2 e 3. Le verifiche da condurre vanno distinte in stati limite di esercizio e stati limite ultimo, prendendo le azioni di calcolo cumulate nella maniera più svantaggiosa possibile. Questa norma risulta la più completa tra quelle prodotte fino ad allora in materia di calcolo, esecuzione e collaudo. Per poter essere considerato un testo completo vi è però la mancanza dell'argomento riguardante la costruzione di edifici in zona sismica.

- **OPCM 20 marzo 2003 n° 64 :** “Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica”.

Dopo un nuovo terremoto nel territorio italiano, avvenuto in Umbria e nelle Marche del 1997 e data anche la necessità di una revisione approfondita alle normative sulle costruzioni in zone sismiche, venne redatta questa ordinanza. All'interno dei suoi quattro allegati venivano rinnovati i criteri per l'individuazione delle aree sismiche ed i relativi elenchi comunali divisi zona per zona. Inoltre furono presentate una serie di norme tecniche per la prima volta raccolte all'interno dello stesso documento, riguardanti il progetto, la valutazione e l'adeguamento sismico degli edifici, il progetto sismico dei ponti, il progetto sismico di opere di fondazione e di sostegno dei terreni.

La novità più importante però è stata la nuova divisione del territorio italiano, non più in tre a bensì in quattro zone sismiche, con l'introduzione di 1617 nuovi comuni non presenti fino ad allora in questa classificazione. I criteri per operare quest'ordinamento furono la suddivisione del territorio in zone con la probabilità di avere lo stesso livello di danno per un sisma avente un periodo di ritorno di 70 anni. E' necessario specificare che nella norma sono stati introdotti dei criteri generali per garantire lo stesso livello di sicurezza in relazione sia allo stato limite di collasso sia a quello di danno, creando quindi quattro zone per entrambi gli stati limite.

- **D.M 14 settembre 2005** : “Norme tecniche per le costruzioni”.

L'intento prefissato di tale documento fu quello di unificare le norme relative al comportamento ed alla resistenza delle costruzioni, nonché quelle legate alle azioni agenti sulle strutture stesse ed i loro effetti per le componenti strutturali, per poter garantire e conservare nel tempo la sicurezza delle opere nel rispetto e nella tutela della pubblica incolumità.

- **D.M 14 gennaio 2008** : “Norme tecniche per le costruzioni”.

Ultimo grado di questa evoluzione normativa sono le NTC del 2008, le quali unificano in un unico testo i criteri di verifica della sicurezza per tutte le tecnologie costruttive, raggruppando criteri di valutazione, livelli di sicurezza, modalità di progettazione e collaudi.

Novità sostanziali riguardano l'obbligo di verifica sismica per tutto il territorio nazionale, il vincolo dei calcoli strutturali col metodo semiprobabilistico agli stati limite, in linea con gli Eurocodici, confinando a pochissimi casi e solo nelle zone a bassa sismicità, la possibilità d'impiego delle verifiche alle tensioni ammissibili.

E' con quest'ultima norma che verrà effettuato il lavoro interpretativo dello Stadio Euganeo, la relativa costruzione del modello agli elementi finiti, l'interpretazione geometrico – strutturale e dei carichi applicati, ed infine il lavoro di verifica degli elementi strutturali.

CAPITOLO 2

INQUADRAMENTO GENERALE

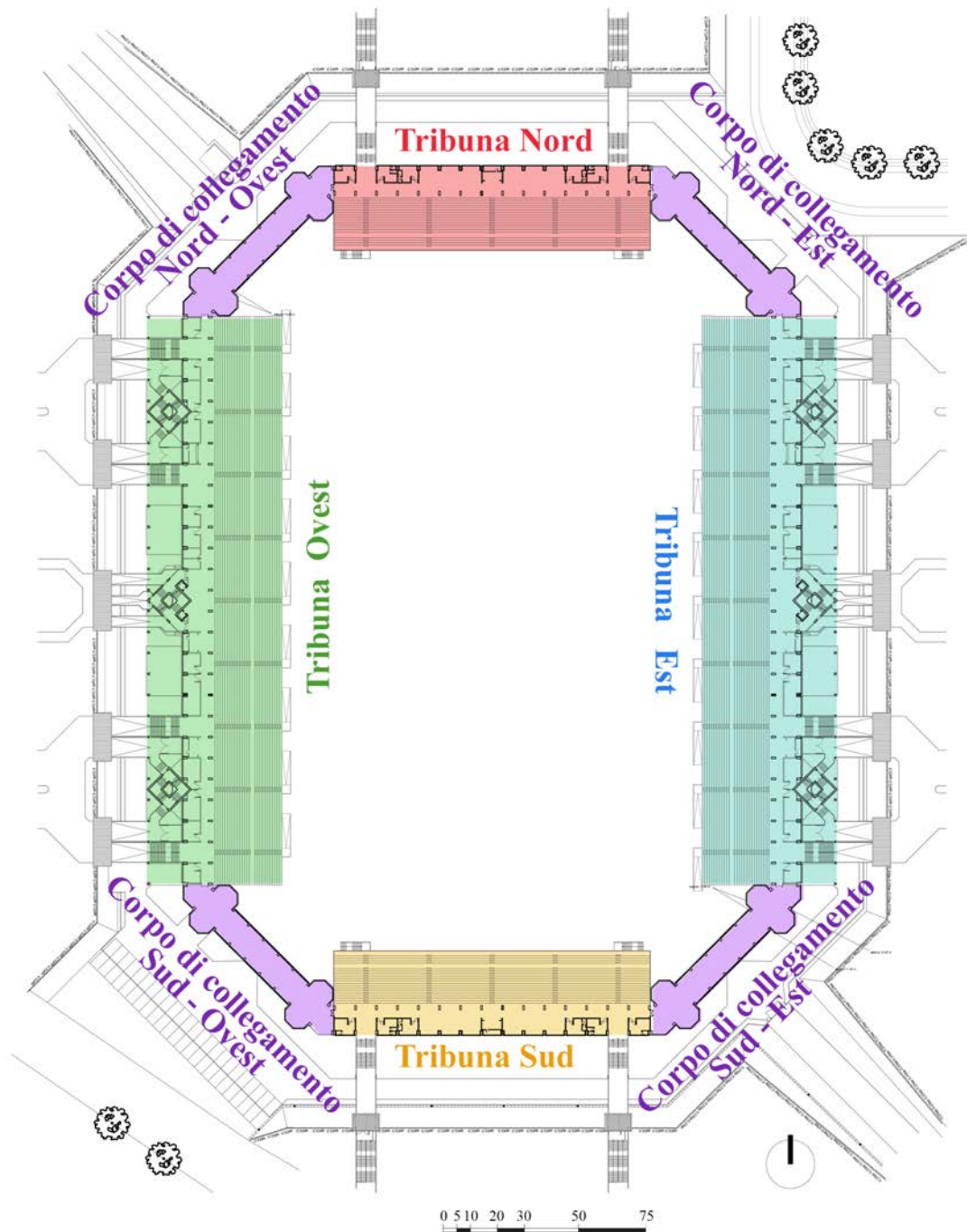


Figura 2.1.
 Denominazione settori stadio
 Pianta quota 9,45

2.1. UBICAZIONE E CARATTERISTICHE

Lo Stadio Euganeo sorge a Padova in viale Nereo Rocco 60 dal 1989, anno in cui iniziano i lavori di costruzione, dopo che il comune di Padova commissionò all'architetto Gino Zanarella la progettazione di uno stadio comunale multifunzionale. L'area si trova all'interno del comune di Padova in località Due Palazzi, al confine con i comuni di Rubano e Selvazzano Dentro (**figura 2.1.**).

La struttura ospita un campo da calcio regolamentare di dimensioni 105 x 68 metri circondato da una pista di atletica a otto corsie. Inoltre i servizi offerti per le manifestazioni sportive comprendono; impianto d'illuminazione con quattro torri faro, barriere di protezione porte, teloni per la protezione del campo, impianto TV a circuito chiuso interno, palestre coperte per preriscaldamento, parcheggi interni riservati a giocatori, arbitri e dirigenti.



Figura 2.2.

Immagine satellitare dell'area

- Google Earth -

2.2. COLLEGAMENTI

L'impianto sorge in un'area particolarmente favorevole per le comunicazioni, aspetto determinante nella pianificazione di una struttura ad alto bacino di utenza. Pertanto lo stadio si trova nei pressi della tangenziale Ovest di Padova, principale raccordo extraurbano della provincia veneta, la quale permette una rapida connessione con i maggiori centri di trasporto della regione. L'impianto, infatti, dista circa:

- 2 chilometri dal casello di Padova Ovest sulla A4 Venezia - Milano
- 5 chilometri dalla stazione dei treni e delle corriere di Padova
- 45 chilometri dall'aeroporto Marco Polo di Venezia
- 60 chilometri dall'aeroporto Antonio Canova di Treviso
- 90 chilometri dall'aeroporto Valerio Catullo di Verona

2.3. CAPIENZA

La capacità dello Stadio Euganeo è di 32'420 posti di cui 84 riservati agli accreditati stampa. Per le manifestazioni calcistiche è però necessario precisare che la capienza massima è di molto ridotta. Il 27 Giugno 2007 è stata annunciata la diminuzione della capacità totale dello stadio da parte del Calcio Padova a 7'492 posti, in conformità alla Determinazione n.31 del 2007 emanata dall'Osservatorio Nazionale sulle manifestazioni a carattere sportivo del Ministero degli Interni, in seguito all'adeguamento degli stadi alle norme anti-violenza per "impianti sportivi del gioco del calcio con capienza superiore a 7'500 spettatori".

Per la stagione 2008 – 2009 la capienza per gli incontri di calcio è stata portata a 17'500 posti, attraverso l'adeguamento al decreto Pisanu, riguardante tra gli altri; tornelli, posti nominativi, telecamere interne.

Attualmente la capienza per un evento calcistico è di 19'736 posti.

Per altri eventi sportivi quali gli incontri della Nazionale di Rugby, la capienza massima rimane quella ufficiale di 32'420 spettatori suddivisi nella seguente maniera:

- Tribuna Ovest: 7'047 posti
- Poltrone: 591
- Tribuna stampa: 84
- Gradinata Ovest: 5'056
- Tribuna Est: 7'950
- Gradinata Est: 5'056
- Curva Sud Locali: 3'318
- Curva Sud Ospiti: 3'318

2.4. UTILIZZO

2.4.1. Calcio

Dal 1994 lo stadio ospita le partite casalinghe del Calcio Padova, inaugurando il sodalizio l'11 Settembre nell'incontro di Serie A della stagione 1994 – 1995 contro il Parma.

Dal Luglio 2014, causa l'esclusione del Calcio Padova dai campionati di Lega Pro e Serie D, lo stadio ospita le partite casalinghe delle società padovane Biancoscudati Padova e San Paolo Padova, entrambe militanti in Serie D.

2.4.2. Atletica

Lo stadio fu inaugurato il 10 Luglio 1994 con il Meeting di Atletica che si svolgeva in precedenza allo stadio Daciano Colbachini nel quartiere Arcella della città. Questo evento è riproposto ogni estate grazie all'organizzazione della società Assindustria Sport Padova, considerato uno dei principali eventi di atletica leggera a livello nazionale grazie alla partecipazione di atleti di spessore internazionale.

2.4.3. Rugby

La società sportiva Petrarca Rugby non ha mai usufruito dello stadio per i suoi incontri casalinghi, rimanendo tuttora nello Stadio Plebiscito in via Geremia 2.

Tuttavia il movimento rugbistico patavino ha celebrato allo stadio Euganeo due test match della Nazionale Italiana di Rugby facendo registrare la vendita di tutte le 32'420 tessere d'entrata, in data:

- 8 Novembre 2008: Italia – Australia
- 22 Novembre 2014: Italia – Sud Africa

2.4.4. Concerti e manifestazioni

Dal 2000 lo stadio è anche sede di concerti estivi, ospitando artisti di fama internazionale quali; Luciano Ligabue, Vasco Rossi, Jovanotti, Bon Jovi, Bruce Springsteen, R.E.M e altro ancora.

Dal 2004 nell'area parcheggio adiacente alla tribuna Nord è organizzato in estate lo Sherwood Festival, che grazie all'organizzazione di Radio Sherwood, stazione radio di Padova, richiama una forte partecipazione degli studenti della città grazie anche ad eventi culturali, rappresentazioni teatrali, dibattiti ed altro.

2.4.5 Servizi

Lo stadio Euganeo ospita la sede di una serie di Comitati e Federazioni Sportive:

- AIA: Associazione Italiana Arbitri
- CONI: Comitato Regionale Veneto e Scuola Regionale dello Sport
- FIPSAS: Federazione Italiana Pesca Sportiva e Attività Subacquee - Comitato Regionale Veneto
- FIDASC: Federazione italiana disciplina con armi sportive da caccia - Comitato Regionale Veneto
- FISD: Federazione Italiana Sport Disabili - Comitato Regionale Veneto

- FISO: Federazione Italiana Sport Orientamento - Comitato Regionale Veneto
- FIDS: Federazione Italiana Danza Sportiva - Comitato Regionale Veneto
- FGI: Federazione Ginnastica d'Italia - Comitato Regionale Veneto
- AIAC: Associazione Italiana Allenatori Calcio - Comitato Regionale Veneto
- FIGH: Federazione Italiana Gioco Handball - Comitato Regionale Veneto
- FISE: Federazione Italiana Sport Equestri - Comitato Regionale Veneto
- FIPAV: Federazione Italiana Pallavolo - Comitato Regionale Veneto

2.5. STORIA SISMICA

Data la recente costruzione dello stadio è necessario indagare più a fondo la storia sismica dell'area, per trarre poi le adeguate conclusioni sulla pericolosità degli eventi possibili e sui tempo di ritorno.

La fonte più adatta per fare ciò è sicuramente l'archivio dell'INGV, Istituto Nazionale Geologico e Vulcanologico, che fornisce diversi documenti quali cartografie aggiornate, cataloghi e banche dati, monitoraggio sismico costantemente attivo. Lo strumento più adeguato per questo tipo di ricerca è senza ombra di dubbio il CPTI11, il Catalogo Parametrico dei Terremoti Italiani, che dal 1999 unifica e omogenizza, attraverso procedure di stima dei parametri uguali per tutti i terremoti, tutte le informazioni disponibili su ogni evento tellurico.

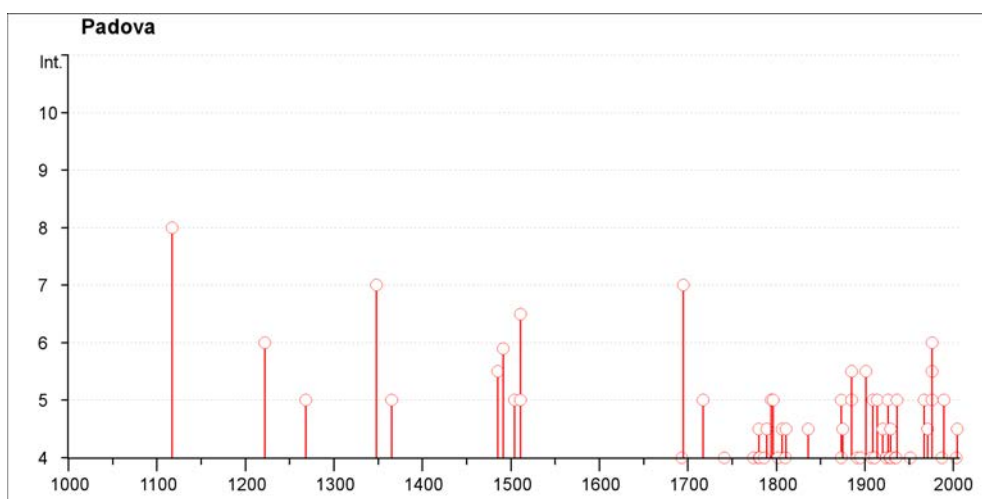


Figura 2.3.

*Eventi sismici della città di Padova dal 1000 d.C
- Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologica -*

Questo catalogo si riferisce ad un database macroscopico (DBMI11) e su di una base dati strumentali molto più ampia. E' possibile, grazie a questo documento, avere informazioni sugli eventi accorsi sul territorio nazionale più di mille anni fa, essendo il primo fenomeno risalente al 1005.

I parametri di riferimento per la consultazione di questo catalogo sono, oltre all'area dell'epicentro e l'anno del sisma, l'intensità epicentrale I_0 determinata con il metodo Boxer (Gasperini et al.,1999, oppure adottata al catalogo macroscopico di origine), e la magnitudo momento M_m intesa come energia liberata, utilizzata per misurare le dimensioni di un terremoto.

I principali eventi sismici, dai primi anni del '900 fino ai nostri giorni, che interessarono Padova o le sue vicinanze, furono:

- **3 gennaio 1117:** con epicentro nel veronese, di magnitudo momento pari a 6.69. La città di Padova risentì danni ad alcune strutture storiche, come la chiesa di Santa Giustina e la cattedrale. Questo sisma risultò il più forte evento tellurico della storia del nord Italia, causando 30'000 morti e ripercussioni che interessarono tutta la Lombardia, fino al Friuli Venezia Giulia, il Piemonte e la Toscana.
- **25 dicembre 1222:** con una magnitudo poco inferiore a 6.0 ed epicentro nel bresciano, produsse all'incirca 10'000 vittime, con effetti dannosi in tutte le provincie lombarde, venete ed alcuni territori dell'Emilia Romagna.
- **25 gennaio 1348:** epicentro fuori dal territorio nazionale, in Austria e più in particolare nello stato della Carinzia. Proprio per la sua intensità, 6.9 di magnitudo, provocò danni in tutto il territorio italiano, fino a Roma, in Slovenia ed in Austria. A Padova causò gravi danni alla torre Rossa del Comune di Campodoro, tanto che fu inevitabile la demolizione e la ricostruzione. Questo terremoto, per la sua vastità ed intensità, fu ben documentato dai Comuni e dalle abbazie, tanto da essere uno dei più dettagliati del Medioevo.

- **1 settembre 1485:** fenomeno non particolarmente rilevante per intensità, circa 4.3 di magnitudo, ma importante per il suo epicentro situato proprio all'interno del comune di Padova.
- **24 gennaio 1491:** fu un evento localizzato ai territori attorno alla provincia di Verona. Ebbe una magnitudo di 5.5, causando un numero imprecisato di vittime. I danni del padovano furono gravi nella chiesa di Santa Maria dei Carmelitani, la quale riportò numerosi crolli.
- **26 marzo 1511:** magnitudo 6.5 ed epicentro tra Friuli Venezia Giulia e la Slovenia, riportò danni alle strutture su tutto il territorio veneto, dove nello specifico di Padova crollarono numerosi tetti e subirono danni la cattedrale, le mura cittadine ed in parte la Basilica di Sant'Antonio, anche se per questo edificio non ci sono documenti validi.
- **25 febbraio 1695:** epicentro nell'asolano, colpì con un'intensità di 6,48 di magnitudo, provocando all'incirca 400 vittime. I danni furono gravi in tutto il territorio veneto, mentre le regioni confinanti subirono solo leggere lesioni, concentrati a Parma, Ferrara e Reggio Emilia. A Padova, grazie ai documenti raccolti dagli organi ecclesiastici e dell'amministrazione della Repubblica di Venezia, è possibile conoscere i danni provocati al palazzo del Podestà di Padova, dove vi furono numerose lesioni murarie, anche gravi, la rottura di alcune travi ed il relativo crollo del tetto. Il sisma provocò anche il crollo della copertura della chiesa del Carmine.
- **9 giugno 1873:** epicentro nel bellunese, magnitudo 6.4. Anche se le provincie più colpite furono quelle di Belluno, Treviso e Pordenone, dove crollarono numerosi edifici e molti altri dovettero essere abbattuti per le condizioni precarie in cui si ritrovarono dopo il sisma, effetti e danni accorsero anche nella città di Padova dove caddero numerosi comignoli e si denunciarono alcune fratture murarie nell'edilizia privata.

Dopo questo evento ne seguirono altri, sempre nelle vicinanze di Padova, che però non crearono ingenti danni o vittime, anche se fu possibile avvertirli nel territorio limitrofo. Questo iter cronologico ha voluto presentare la storia sismica negli anni della costruzione dello stadio. Esso sorge in un'area dove negli ultimi mille anni sono stati pochissimi gli eventi con epicentro proprio all'interno della provincia patavina. Essa però, sebbene sia stata catalogata come non classificabile nel 1984 con il D.L.P 14 luglio 1984, ha sempre subito le conseguenze di fenomeni avvenuti nei territori limitrofi. Forse per questo motivo nell'ordinanza PCM del 20 marzo 2003 n° 3274 venne inserita, nella riclassificazione di tutto il territorio nazionale, nella 4a zona della Mappa di Pericolosità Sismica, realizzata poi nel 2004. Essa descrive la pericolosità sismica attraverso un parametro: l'accelerazione massima attesa con probabilità di eccedenza del 10 % in 50 anni su suolo rigido e pianeggiante. Il valore di A_g per la quarta zona (**figura 2.2**), quella con pericolosità sismica minore, varia tra 0,050g – 0,075g (**figura 2.3**). Oltre alla pericolosità sismica viene definito un altro fattore, la vulnerabilità sismica. Essa indica la propensione da parte di una struttura a subire un danno di un determinato livello, a fronte di un evento sismico di una certa intensità.

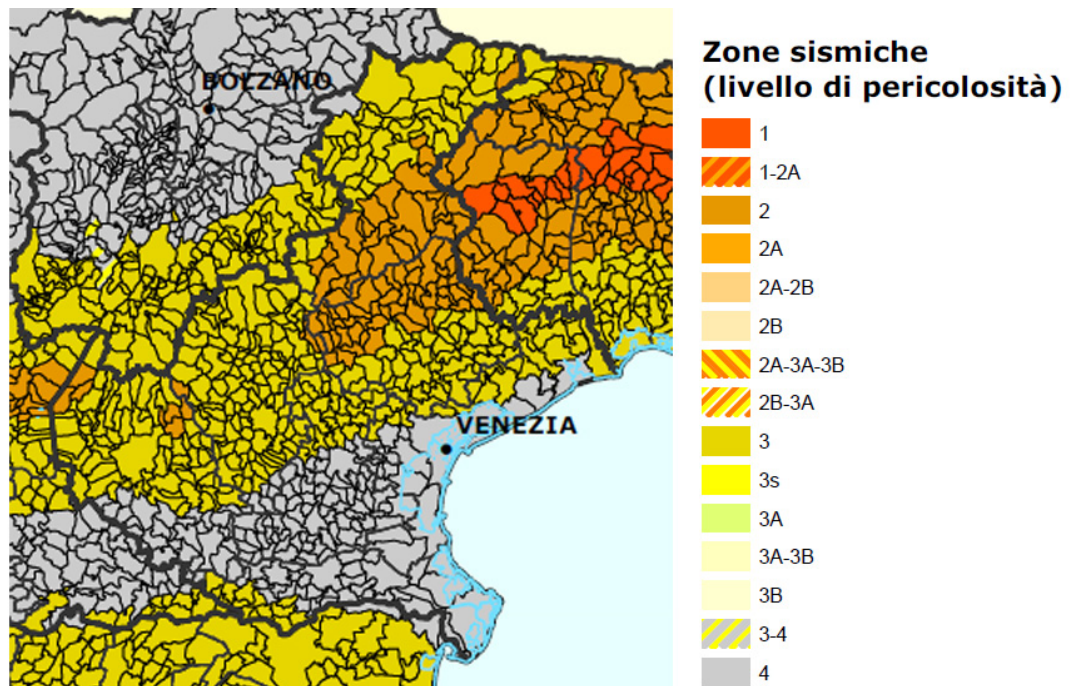


Figura 2.4.
 Classificazione sismica al 2014
 - Dipartimento della Protezione Civile -

Ultimo fattore è l'esposizione, definita come la misura delle persone potenzialmente coinvolte, ferite o decedute in seguito ad un sisma localizzato in un determinato territorio con una determinata intensità. Questi tre fattori, vulnerabilità, pericolosità ed esposizione definiscono il rischio sismico, ossia la misura dei danni attesi in un dato intervallo di tempo, in base al tipo di sismicità, di resistenza delle costruzioni e di antropizzazione. Questa definizione del sisma da parte della protezione civile ha portato alla conclusione che, nella sua globalità, il territorio italiano ha un elevato rischio sismico. Ciò pone Padova in una posizione privilegiata rispetto alle altre province del territorio in cui si colloca. Essa non è da considerare fuori pericolo solo per un basso livello di rischio sismico, e neppure astenersi da un lavoro di prevenzione finalizzato ad evitare danni inaspettati nel futuro. Gli oltre mille anni di storia analizzati hanno sottolineato la possibilità di ingenti danni, soprattutto se inattesi, che può subire un'area classificata come a basso rischio, e proprio per questo motivo le soluzioni tecnologico costruttive devono essere progettate, eseguite ed infine valutate per garantire la massima sicurezza di tutti gli edifici di queste aree.

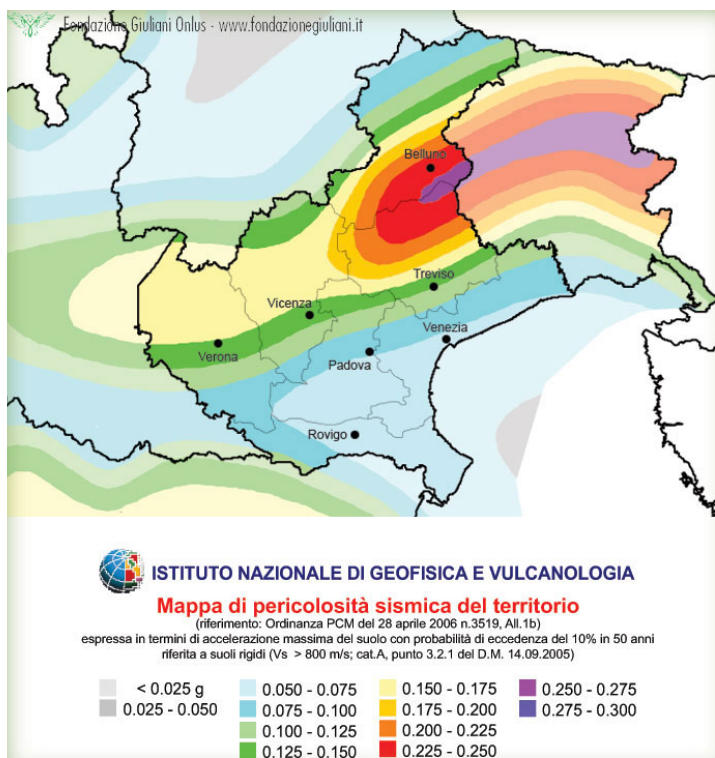


Figura 2.5.
Mapa di pericolosità sismica del territorio
 - Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologica -

CAPITOLO 3

ANALISI STORICO - CRITICA

Lo Stadio Euganeo ha vissuto complicate vicende politiche, burocratiche, economiche durante tutto l'iter legato alla sua progettazione, alla sua costruzione ed al suo utilizzo, in un percorso che dalla fine degli anni '80 giunge ai giorni nostri passando per gli anni travagliati di tangentopoli. In questa analisi si vogliono studiare gli avvenimenti fondamentali della storia di questo impianto che lo hanno reso, da possibile stadio all'avanguardia al servizio della città di Padova, a struttura obsoleta ancor prima della sua costruzione.

A tal fine l'archivio di Padova contiene un fascicolo, redatto nel 1992 dall'architetto Maria Letizia Panajotti e dall'allora consigliere regionale Ivo Rossi, denominato "*Tutto lo stadio minuto per minuto*" contenente la ricostruzione cronologia di tutto l'iter burocratico durante gli anni della progettazione e della realizzazione dello Stadio Euganeo. Grazie anche a questo documento è stato possibile conoscere le motivazioni di molte scelte sia strutturali, sia architettoniche, che dunque consentono di espandere le conoscenze necessarie all'approccio di questo impianto.

Va sottolineato che lo scopo del fascicolo "*Tutto lo stadio minuto per minuto*" sia mettere in luce ogni singola decisione presa o documento redatto relativo all'impianto analizzato, a volte dando opinioni o sottolineando gli aspetti che più hanno contribuito a penalizzare il progetto iniziale. E' per tanto necessario consultare questo documento in maniera critica e distaccata, utilizzandolo per quello che è, ossia una ricerca storica documentata, senza lasciare che l'analisi critica venga contaminata da valutazioni inadatte frutto di valutazioni personali.

Di seguito pertanto vengono riportati in ordine cronologico i principali episodi tanto burocratici, espressione di documenti redatti, azioni o dichiarazioni dei vari enti protagonisti, quanto legati alla costruzione vera e propria dell'impianto.

- **16 Aprile 1982:** Il Consiglio Comunale con delibera n.320 approva un programma per l'edilizia sportiva.

- **29 Ottobre 1986:** Il Consiglio Comunale con la delibera n.1098 adotta la Variante al P.R.G che individua in zona Due Palazzi un “*area a parco per impianti sportivi e attrezzature di interesse territoriale*”: pensata per un’utenza di 5’000’000 di persone con un raggio di influenza che raggiunge Ferrara, Verona e Venezia, consiste in un’area di 2’000’000 di m², della quale si dovranno destinare a verde almeno il 50% pari ad 1’000’000 di m². Allo stadio viene riservata un’area di 400’000 m², dove sono possibili anche localizzazioni commerciali e ricettive.
- **20 Ottobre 1987:** La Giunta Municipale con delibera n.4395 “affida ai signori arch. Portoghesi, arch. Barbin, ing. De Marco l’incarico professionale per la redazione di un progetto preliminare alla sistemazione dell’area a parco per impianti sportivi e attrezzature di interesse territoriale comunemente indicata come Cittadella dello Sport.
- **21 Marzo 1988:** Con una delibera il Comune di Padova affida la progettazione, realizzazione e gestione del nuovo stadio di calcio al Consorzio Padova Sport, appena nato. In tale documento vengono specificati gli impegni da parte del Concessionario; la prima fase consiste nell’elaborazione dei progetti, generale e di primo stralcio esecutivo in maniera conforme alle normative vigenti. Questi progetti dovranno essere modificati se richiesto dall’Amministrazione, o da altri organi statali, in seguito ad una fase istruttoria. Viene specificato da subito la natura forfettaria del pagamento, comprensivo di opere di urbanizzazione e di esproprio. Una volta ricevuti i finanziamenti è possibile effettuare la seconda fase, comprendente la realizzazione del primo stralcio, il collaudo, la dichiarazione di agibilità e la seguente consegna all’Amministrazione. La terza ed ultima fase riguarda gli accordi sulla durata della gestione dell’impianto, fissata per 15 anni.

Lo scopo di questo progetto era realizzare uno stadio che potesse essere il primo e principale volano dell’economia della Cittadella dello Sport. La capienza dello stadio doveva essere di 40’000 posti di cui almeno 2/3 coperti; una pista di atletica

omologabile per le gare internazionali, completa di pedane; due campi da allenamento; otto palestre di cui almeno quattro da potersi usare in modo autonomo e almeno quattro di altezza regolamentare h. 7,50 metri; un centro di medicina sportiva; uno di cultura fisica; un complesso di aule per l'insegnamento teorica; ambulatori per il pronto soccorso; spazi per uffici disponibili per la gestione della struttura e per altre funzioni pubbliche (uffici comunali, sedi di associazioni e di società sportive); parcheggi alberati per almeno 90'000 m² e 60'000 m² di parco; strade di accesso e raccordi con la viabilità esistente e prevista dal Piano Regolatore.

- **20 Giugno 1988:** Il Consorzio presenta gli elaborati di progetto a firma dei professionisti: arch. G. Zavanella, arch. A. Guizzardi, arch. A. Benetello, ing. L. Giacomelli.
- **12 Luglio 1988:** Il vicesindaco Verrecchia invia una lettera al Presidente del Consorzio per comunicare la mancanza di alcuni elaborati tra cui il piano gestionale e finanziario delle opere sportive, il progetto del parco, le tavole dell'impianto fognario, la localizzazione delle biglietterie. Egli esprime anche riserve sulla posizione delle torri di illuminazione, sulle luci di sicurezza, sui tabelloni elettronici, sulla possibilità dell'ampliamento dello stadio, sulla possibilità di utilizzare un raggio di curvatura per le tribune. La lettera si conclude con l'intenzione da parte dell'Amministrazione di trasformare la proposta economica dal sistema a forfait a quello a misura.

Il passaggio da una proposta economica con sistema a forfait, basato su di una somma invariabile riferita al totale dell'opera, ad una con sistema a misura, dove appunto il costo corrisponde alla misura del lavoro finito, equivale ad un'assunzione dei rischi da parte dell'Amministrazione al posto dell'ente appaltante. Proprio per questo motivo non si spiega quest'ultima dichiarazione da parte del comune, tanto imprevista quanto immotivata. Essa risulterà la generatrice di molti altri problemi nel corso della realizzazione dello stadio, generando una struttura vecchia nell'impostazione, di difficile e pericolosa accessibilità, costata quasi settanta miliardi di lire per il solo primo stralcio e destinata a restare incompleta.

- **25 Luglio 1988:** Delibera numero 728: “*Nuovo Stadio per il calcio*” del Consiglio Comunale, in cui viene approvato il progetto generale e quello esecutivo del primo stralcio funzionale, con la relativa nuova formula di pagamento a misura. E’ necessario precisare che l’Amministrazione, per controllare la qualità degli elaborati prodotti dal Consorzio, aveva nominato un Gruppo di Lavoro composto da Tecnici Comunali affiancati da un consulente esterno. Il G.d.L durante il suo lavoro di revisione aveva già sottolineato e comunicato all’Amministrazione la presenza di vizi, carenze ed inadempienze su normative note. Nonostante ciò il Consiglio Comunale approva ugualmente un progetto viziato in più aspetti. Nel primo stralcio funzionale infatti verranno realizzati solo gli spogliatoi per le due squadre di calcio, non si eseguiranno i tamponamenti delle facciate, non sono previsti i tabelloni elettronici indispensabili per le gare internazionali di atletica leggera, il verde pubblico verrà realizzato fino a 25’000 m² e non i 60’000 m² presentati nella delibera precedente.

Nel periodo successivo, tra Agosto ’88 e Marzo ’89, vengono riconosciuti al progetto i pareri favorevoli da parte del Comitato Olimpico, la Commissione Tecnica Regionale, la Commissione Provinciale di Vigilanza, sebbene ognuno di questi Enti presenti particolari prescrizioni.

- **25 Maggio 1989:** La Giunta nomina un Gruppo di Lavoro incaricato di prendere le decisioni relative alla prescrizioni comunicate dai vari enti, al rispetto delle normative vigenti, alle comunicazioni tra Amministrazione ed Ente appaltante. Il Settore competente a cui si fa riferimento è il Settore Sport e il punto di riferimento per le decisioni è l’Assessore allo Sport Sergio Verrecchia.

Tra Maggio e Luglio ’89 vengono sostenute sei riunioni di questo Gruppo di Lavoro, prendendo visione delle prescrizioni degli Enti ed intimando il Concessionario nell’adempimento di queste disposizioni, rivedendo i progetti, comunicando i relativi costi e rinvii delle tempistiche.

- **20 Ottobre 1989:** L'Amministrazione con lettera pr.71492 consegna i lavori.
- **28 Novembre 1989:** La Giunta con deliberazione n.5069 istituisce l'Ufficio di Sorveglianza composto dall'avvocato Capo Sichel, dal Capo Settore Tecnico Pianificazione Attuativa Zulian, dal Capo Servizio Amministrativo Settore Sport e Verde Pubblico Schiavon, dal Capo Serv. Tecnico Settore Edilizia Pubblica Hueber.
- **2 Dicembre 1989:** Posa della prima pietra.
- **23 Gennaio 1990:** Delibera della Giunta Comunale n.338 *“incarico professionale per la redazione di un progetto preliminare alla sistemazione dell'area a parco per gli impianti sportivi e attrezzature di interesse territoriale. Approvazione nuovo disciplinare d'incarico e nuovo preventivo di spesa”*. Con questa delibera viene riconfermato l'incarico della progettazione urbanistica della Cittadella dello Sport a Portoghesi, Barbin, e De Marco, per un compenso di lire 222'505'821.

Allestito il cantiere ed iniziate le prime opere di movimento terra, nel Febbraio '90 viene indetta la prima riunione dell'Ufficio di Sorveglianza, per risolvere alcune problematiche che stanno nascendo. Esse riguardano ottemperanze del Consorzio legate a diversi temi. Il Consorzio Bonifica Bacchiglione Brenta informa che non è stato ancora presentato un progetto attinente al programma interventi sull'area consorziata soggetta ad allagamenti, è per tanto urgente provvedere alla pianificazione di opere di riassetto idraulico. Altro tema riguarda la questione degli espropri, non essendosi il Concessionario adoperato per ricercare soluzioni ad una problematica che è destinata ad incidere sia sui tempi di realizzazione sia sui costi di lavoro.

Nel Settembre '90, a dieci mesi dalla posa della prima pietra, in seguito ad un sopralluogo al cantiere, si rilevano modifiche nelle modalità esecutive che fanno ipotizzare opere non strettamente conformi al progetto approvato da vari organi dello stato, nasce perciò la necessità di fare luce sulle varie questioni, rilevandosi nel contempo l'impossibilità di verificare i futuri stati di avanzamento, in mancanza di

elaborati precisi definitivi. Inoltre viene riscontrato che in questi primi dieci mesi l'andamento dei lavori e l'organizzazione del cantiere non rispecchiano le esigenze di una fluente evoluzione del progetto ed una sana economia intesa come risparmio. Viene pertanto richiesto che la Direzione Lavori invii periodicamente una relazione ed un diagramma in cui si evinca chiaramente il rapporto fra lavori eseguiti e quelli da eseguire.

E' evidente pertanto una limitata comunicazione tra il Consorzio e l'Amministrazione, generando uno stallo nell'avanzamento del progetto, già fortemente condizionato da inadempienza di carattere non solo burocratico, ma anche amministrativo ed esecutivo a cui l'Ufficio di Sorveglianza non riesce a trovare soluzione.

- **7 Maggio 1991:** Il Consorzio presenta una perizia "suppletiva e di variante" che prevede per il primo stralcio un importo complessivo di lire 41'257'849'720 con un supero di spesa effettivo di lire 11'820'175'818, mentre per il progetto generale sono previsti 68'016'071'410 di lire. Le opere sono suddivise in vari capitoli e ne vengono giustificati i relativi costi.

A) Proposta di spostamenti di spesa dal progetto generale al primo stralcio

- completamento facciate esterne 978'597'580
- illuminazione esterna 678'611'858
- passaggio illuminazione campo da 250 a 800 lux 424'998'267
- maggiori quantità di massetti, pavimenti e rivestimenti, controsoffitti, serramenti 573'382'140

B) Lavori imprevisti

- bonifica bellica 145'420'070
- elettrodo e cabina Enel 294'719'540
- maggiori palificazioni per "sorpresa geologica" 1'334'227'870

C) Proposte del Concessionario non comprese nel contratto

- lago artificiale 1'800'000
- piste ciclabili 319'275'000
- pozzo per irrigazione campo 35'000'000

D) Proposte per diversa sistemazione viaria

- modifica svincolo corso Australia, risparmi per opere 330'371'250, per espropri 695'320'010 per un totale di 1'025'619'260

- nuovo pacchetto stradale 649'580'750

E) Espropri per migliorie

- copertura scale 969'391'505

- spostamento all'esterno centrali termiche 352'544'000

- sovrapprezzo per blindovis 172'000'000

- nuovo tipo di lampade 270'000'000

- completamento murature a tutta altezza 371'722'900

- predisposizione cavi per precompressione scale 71'550'490

F) Migliorie con passaggio dal generale al primo stralcio

- impianto elettrico: maggior numero trasformatori di potenza MT/BT, maggior numero di alimentatori luci sicurezza, ampliamento impianto TV CC, suddivisione impianto a zona 758'149'981

- ampliamento impianto idro-termo-sanitario 476'268'573

G) Ottemperamento prescrizioni

- schermatura pilastri palestre, posti pronto soccorso, parapetto divisorio centrale gradinata, idranti a colonna, pozzetti dispersori a terra, trattamento antiskid sui gradoni, sovrapprezzo per additivazione cls, tunnel uscita atleti 478'647'488

H) Spostamento dal primo stralcio al generale

- elevazione scale e tribune oltre quota 21,25, risparmio 238'517'004

I) Spostamento dal generale al primo stralcio

- ampliamento parco attrezzato 244'089'500

Analizzando la perizia sorgono grosse perplessità su molte delle soluzioni adottate, ad esempio vengono menzionati molti lavori che andavano previsti già in precedenza e per tanto compresi nelle valutazioni economiche iniziali, nello specifico l'illuminazione per i parcheggi, la copertura delle strutture dagli agenti atmosferici. La "sorpresa geologica" definita al punto **B)** supera di 1'334'000'000 di lire i 1'154'340'000 già stanziati per le palificazioni previste per l'intero primo stralcio, trattandosi quindi di carenze progettuali dovrebbero essere a carico del Concessionario e non dell'Amministrazione. Il parco circostante lo stadio viene ridotto a 12'000 m² per diverse motivazioni, tra cui la

progettazione di un lago che dovrà accogliere le acque dello scarico, e per tanto non potrà costituire un elemento di caratterizzazione dell'elemento parco ma dovrà essere recintato e controllato periodicamente per interventi di manutenzione. Dal punto di vista della struttura non viene minimamente menzionata la copertura, una delle due tribune corte e viene realizzato solo 2/3 dell'altra, non sono ancora compresi gli ascensori per i disabili (con al conseguenza di non ottenere l'agibilità dell'impianto), le scale esterne rimangono nel progetto sebbene fossero provvisorie, non vengono realizzati gli elementi di cerniera negli angoli e tutta la parte alta di finitura.

Per concludere le osservazioni su questo documento tanto determinante per l'evoluzione del progetto quanto modesto per i contenuti presentati, è necessario sottolineare come questa perizia suppletiva comprenda un aumento di prezzo di lire 11'820'175'818, a cui dovranno aggiungersi la revisione prezzi, le riserve dell'impresa e tutte le opere di arredo non previste dal contratto.

- **21 Giugno 1991:** Deliberazione del Consiglio Comunale n. 108: *“Variante al progetto per la realizzazione del nuovo stadio per il calcio, approvato con del. Di Giunta Regionale n. 2202 del 22.12.88”*. In seguito alla presentazione da parte del Consorzio Padova Sport della perizia tecnico-economica di variante 7.5.91, le soluzioni prodotte vengono definiti *“coerenti con le esigenze richiamate dalla Regione in tema di migliore vivibilità per gli insediamenti già presentati, risultano accettabili sotto il profilo della correttezza e della praticità”*, e per tanto vengono approvate.

Discutendo della definizione esecutiva del primo stralcio, nascono dei ritardi sull'approvazione del nuovo bilancio disponibile per la perizia presentata, sulla presentazione degli elaborati tecnici all'erogazione dei finanziamenti. Per tali ragioni nell'Ottobre '91 il Consorzio fa richiesta di proroga del tempo utile per l'ultimazione dei lavori, accolta dall'Assessore allo Sport Verrecchia nel Novembre successivo.

- **17 Marzo 1992:** Il Consorzio Padova Sport consegna la Perizia pr.20725, con cui viene ridefinito il progetto generale finale e del conseguente primo stralcio, in modo da recepire tutte le prescrizioni ricevute dai vari Enti. Tra le principali

si trova la traslazione di tutte le facciate principali dal progetto generale al primo stralcio; la modifica dei giunti di dilatazione proponendone di nuovi che non necessitano di manutenzione garantendo una totale indipendenza dei vari corpi per qualsiasi movimento; la riduzione delle opere in elevazione in calcestruzzo armato non necessarie alla funzionalità del primo stralcio, quindi non realizzando i corpi scala, e le tribune solo fino a quota 21,25 metri; la scomposizione del parco dal contratto dello stadio proponendo un nuovo contratto totalmente finanziato dalla Provincia. Quest'ultimo punto viene risolto dalla Giunta nell'Aprile '92 riaffidando l'incarico di progetto urbanistico di massima della Cittadella dello Sport.

- **24 Giugno 1992:** Delibera di Giunta n.2217 "*Nuovo stadio del calcio. Approvazione perizia di variante e suppletiva*". Dopo aver ottenuto i pareri favorevoli del Settore Strade e Traffico, Settore Tutela Ambiente, Settore Verde il presidente della Giunta approva la perizia di variante.

Sono molte le modifiche predisposte nel corso di questi quattro anni, riattivando ogni volta il procedimento di controllo da parte dell'Ufficio di Sorveglianza e di approvazione da parte dell'Amministrazione. Risulta evidente come tutte queste fasi successive siano la causa principale di un andamento sia della progettazione sia della costruzione caratterizzato da continue interruzioni, revisioni, proroghe nel tempo, che hanno poi condotto ad un progetto molto diverso dall'originale. Sebbene a rilento i lavori continuarono, per consegnare lo stadio il **10 Luglio 1994**, giorno dell'inaugurazione, dove l'impianto si presentava privo della copertura e dell'interna tribuna Sud.

La copertura della tribuna Ovest viene completata nel **Settembre 1998**, mentre quella della tribuna Est alcuni mesi dopo, nel **Giugno 1999**. Lo stadio viene finalmente terminato nella sua simmetria nel **Giugno 2000** con il completamento della tribuna Sud.

CAPITOLO 4

RILIEVO STRUTTURALE

4.1 RILIEVO FOTOGRAFICO

Per non perdere di vista l'obiettivo di questa ricerca è stato necessario focalizzare l'oggetto delle indagini su tutti quegli elementi, componenti un impianto così vasto, che fossero direttamente attinenti alle tematiche in questione. Per questo motivo il rilievo fotografico analizza in maniera più approfondita i temi degli elementi strutturali nella loro globalità. Ciò non esclude a prescindere lo studio degli ambienti interni del complesso, ma ne circoscrive l'importanza ad un'analisi di verifica di quelle osservazioni fatte sulla base di uno studio strutturale globale. Il rilievo fotografico è stato completato in maniera progressiva nel corso di questo studio, passando da una prima conoscenza dell'impianto, progredendo con il chiarimento di incertezze e concludendosi con lo studio dei dettagli. Grazie alla partecipazione di funzionari comunale e responsabili della società Biancoscudati Padova è stato possibile avere accesso alla totalità degli ambienti dello stadio, facendo luce sulle zone altrimenti inaccessibili da visitatori non qualificati. Per una maggiore chiarezza il rilievo fotografico, sia esterno che interno, viene anticipato da una planimetria dell'impianto corredata da coni visuali. La numerazione di ognuno di questi coni visuali corrisponde alla relativa fotografia della documentazione fotografica raccolta.

4.1.1. Rilievo esterno

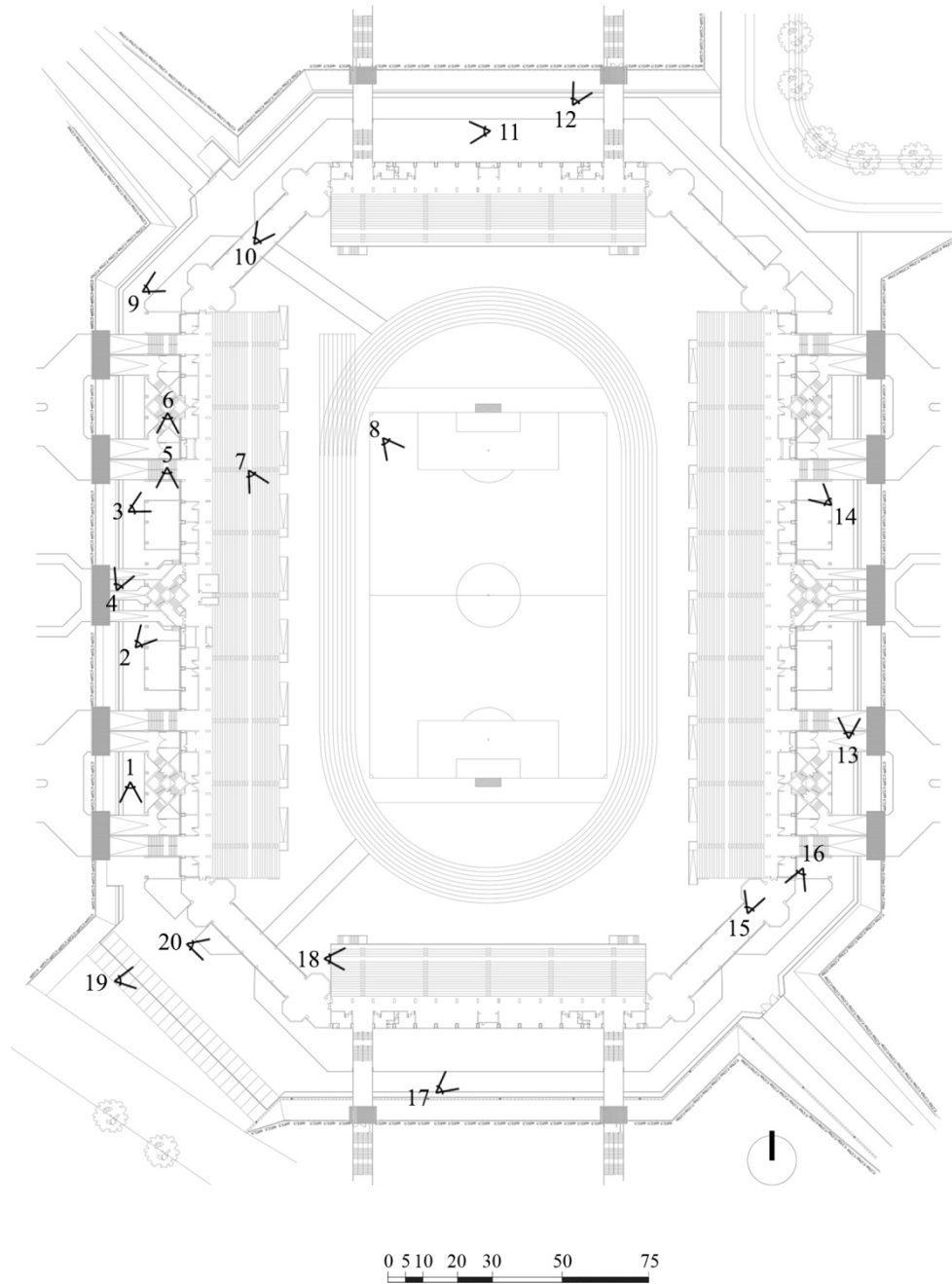


Figura 4.1.
Inquadramento rilievo fotografico esterno
Pianta quota 9,45



Figura 4.2.

Quota 0,00 tra la tribuna Ovest ed il terrapieno circondante il complesso. La passerella di accesso parte da una quota di 5,40 metri, trova un portale di sostegno a quota 5,75 dopo 11 metri di lunghezza, per raggiungere a quota 9,45 le tribune per mezzo di una scalinata.



Figura 4.3.

Quota 0,00 del corpo scale centrale esterno alla tribuna Ovest, raggiunto dalla passerella esterna solo a quota 5,75 e non più a quota 9,45 come per i due laterali. Esso si inserisce tra due tiranti di acciaio di sostegno alla copertura reticolare, senza modificarne il passo.



Figura 4.4.

Ancoraggio del tirante metallico mediante piastra di spessore 60 mm e quattro tirafondi ciascuno del diametro di 52 mm. Il meccanismo creato permette al tirante di compiere rotazioni solo in direzione longitudinale.

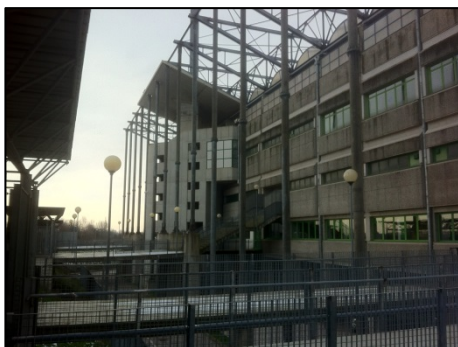


Figura 4.5.

Visione da una passerella di accesso esterna di una porzione di tribuna Ovest. E' visibile uno dei due corpi scale posti alle estremità della tribuna ed il sistema di tiranti di sostegno alla copertura.



Figura 4.6.

Il profilo visto da quota 5,75 del corpo scale esterno permette di capire la sua forma a base quadrata, ruotata di 45° rispetto agli assi principali dell'impianto ed inserita per quasi metà del suo volume all'interno della tribuna.



Figura 4.7.

Le travi reticolari della struttura si ripetono ogni 6 metri per 28 volte, in modo da coprire i 162 metri di lunghezza della tribuna ovest.



Figura 4.8.

Vista dal secondo livello della gradinata Ovest della tribuna Sud sprovvista di copertura. La presenza della pista attornò al campo di gioco giustifica le grandi dimensioni dell'impianto, progettato per ospitare non solo manifestazioni calcistiche.



Figura 4.9.

Vista interna a quota 0,00 della tribuna Est. Entrambi i livelli di gradinate sono coperti dalla copertura grazie ad uno sbalzo di 28 metri.



Figura 4.10.

Corpo di collegamento Nord – Ovest, unico dei quattro ad essere stato tamponato in un secondo momento dopo la costruzione per consentire l’allestimento di locali di servizio. Il portale centrale permette l’accesso al campo di gioco ai mezzi di emergenza.



Figura 4.11.

Copertura del corpo di collegamento Nord – Ovest composto da un solaio predalles con rivestimento impermeabile praticabile. L’elevazione dei pilastri oltre all’altezza di solaio permette l’ancoraggio dei pannelli di rivestimento sia interni che esterni.



Figura 4.12.

L’accesso dall’esterno alla tribuna Nord è consentito da due passerelle elevate colleganti il terrapieno a quota 5,40 metri alle tribune situate a quota 9,45 grazie ad un portale in calcestruzzo armato posto a 11 metri di distanza dal terrapieno ed avente altezza 5,75 metri.



Figura 4.13.

Il sostegno delle passerelle costituito da un terrapieno di confinamento. E’ composto da tre lame di calcestruzzo armato di spessore 25 cm. Grazie alla loro disposizione a forma di C esse forniscono anche una funzione di contenimento terra, oltre che di sostegno.



Figura 4.14.

Quota 0,00 tra la tribuna Est ed il terrapieno. L'impianto è stato dotato di una serie di parcheggi a raso usufruibili dagli utenti degli uffici situati presso lo stadio.



Figura 4.15.

Particolare del collegamento a quota 9,45 metri tra la rampa di scale di accesso esterno e la tribuna Est.



Figura 4.16.

Dettaglio del pilastro e della trave a sezione variabile sostenenti il secondo anello della gradinata della tribuna Est. Nel punto di contatto tra i due la larghezza della trave è di 1,70 metri.



Figura 4.17.

Quota 0,00 metri tra la tribuna Est ed il corpo di collegamento Sud – Est. Si può notare la presenza di un solaio a forma di quadrilatero irregolare per consentire l'unione tra i due corpi dell'impianto, unico solaio non composto da predalles ma armato e gettato in opera.



Figura 4.18.

Prospetto esterno della tribuna Sud, composta da quattro solai a quota 5,75, 9,45, 14,65 e 19,85 metri.



Figura 4.19.

Quota 0,00 dell'interno della tribuna Sud, utilizzata come magazzino. Dettaglio della trave di sostegno della gradinata, con larghezza ridotta in prossimità del pilastro, passante da 1,00 a 0,70 metri.



Figura 4.20.

Prospetto esterno della sezione centrale del corpo di collegamento Sud – Ovest.



Figura 4.21.

Vista del prospetto esterno Sud – Ovest con variazione del profilo a formare un semi ottagono in prossimità dei collegamenti con le tribune Sud e Ovest.

4.1.2. Rilievo interno

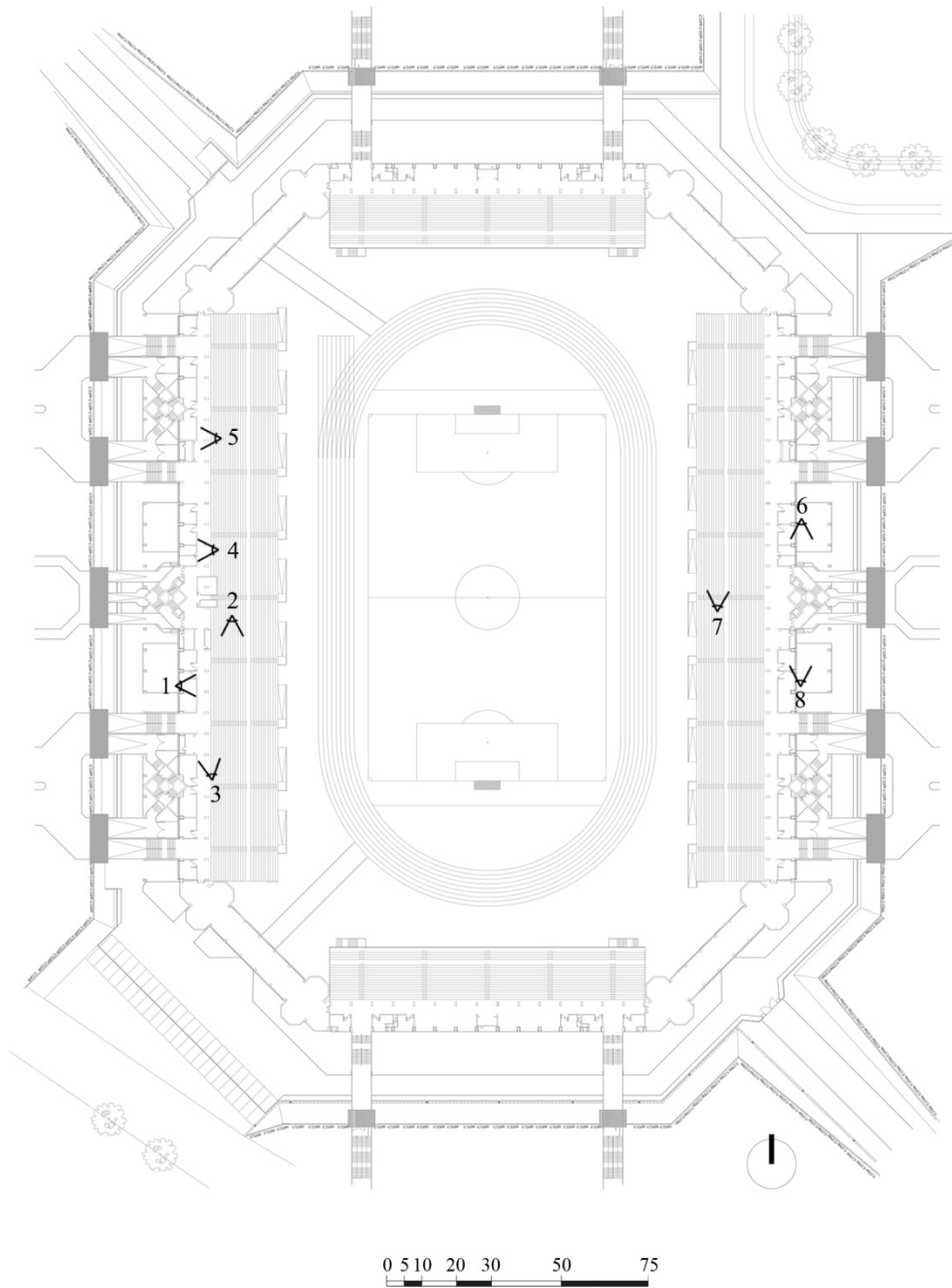


Figura 4.22.
Inquadramento rilievo fotografico interno
Pianta quota 9,45



Figura 4.23.

All'interno della tribuna Ovest, al piano terra, si trovano gli uffici dell'ex società Calcio Padova, ora Biancoscudati Padova.

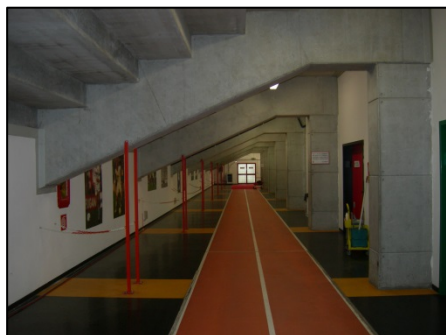


Figura 4.24.

Percorso sottostante la tribuna Ovest che collega gli ambienti di servizio per atleti e dirigenti al campo di gioco.



Figura 4.25.

Quota 9,45 metri della tribuna Ovest, inquadrante il corridoio di collegamento tra la zona di accesso ed il primo livello di gradinata. Esso è allestito dei servizi di vendita e di informazione della società Biancoscudati Padova.

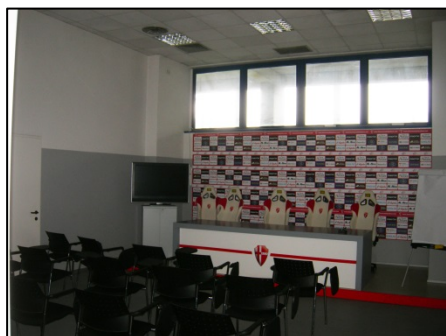


Figura 4.26.

La tribuna Ovest al piano terra ospita, oltre che spogliatoi per atleti ed ufficiali di gara, anche locali per comunicazioni ed altre attività legate all'attività commerciale della società, come la sala stampa presente in Figura 4.26.



Figura 4.27.

Locale di servizio per il riscaldamento e la riabilitazione degli atleti all'interno della tribuna Ovest a quota 0,00.



Figura 4.28.

Corridoio di uno degli uffici che trovano collocazione al primo piano della tribuna Est. Essi ospitano le sedi di molte federazioni sportive provinciali e regionali.



Figura 4.29.

Quota 0,00 della tribuna Est. Gli ambienti inutilizzabili sottostanti il primo livello di gradinate ospitano le tubazioni di servizio dell'impianto.



Figura 4.30.

Quota 14,65 metri della tribuna Est, ambienti sottostanti il secondo livello di gradinate dove vengono allestiti altri uffici. E' possibile notare la trave portante delle gradinate in spessore rispetto al tamponamento di partizione.

4.2. RILIEVO GEOMETRICO DEL MANUFATTO

Lo Stadio Euganeo ha orientamento Nord – Sud e complessivamente è lungo 350 x 260 metri, occupando un'area di 115'800 m². Si compone di 4 tribune che denomineremo con i punti cardinali Nord e Sud le due corte, Est ed Ovest le due lunghe. Queste 4 tribune sono collegate tra di loro da 4 corpi di collegamento più bassi rispetto alla struttura, non accessibili in sede di evento sportivo, ma solamente per i lavori di manutenzione e sfruttati fino ad ora come deposito e come uffici provvisori.

L'intera struttura giace ad una quota 0.00 ottenuta mediante lavori di scavo su un terreno non perfettamente pianeggiante, quindi non sfruttabile immediatamente per la costruzione. Il risultato è un complesso prevalentemente interrato di alcuni metri rispetto al piano campagna originale, con 2 accessi carrabili di servizio, posti rispettivamente al di fuori dei corpi di collegamento Nord – Ovest e Sud – Est dello stadio, per consentire i lavori di manutenzione e l'intervento delle forze di Polizia e delle ambulanze durante gli eventi.

L'impianto generale risulta specchiato rispetto a due assi di riferimento posti in direzione Nord – Sud ed in direzione Est – Ovest. Questo fa sì che la tribuna Sud e la tribuna Nord siano identiche ed opposte, lo stesso discorso si può fare per le tribune Ovest ed Est, anche se come abbiamo visto nell'evoluzione storica del progetto, le quattro tribune abbiano attraversato progetti diversi e siano state costruite in momenti differenti, il risultato che otteniamo ai giorni nostri è una struttura generata per un quarto e specchiata due volte, secondo due assi differenti ed ortogonali tra loro.

Naturalmente a livello architettonico funzionale ci sono piccoli accorgimenti che bisognerà sottolineare per capire tutte le differenze tra un settore e l'altro.

4.2.1. Tribuna Ovest

4.2.1.1. Quota 0,00

A questa prima quota troviamo prevalentemente gli spogliatoi degli atleti e dei giudici di gioco, nonché i locali per la fisioterapia delle due squadre e gli uffici per i dirigenti. Inoltre, situato a metà della lunghezza, troviamo l'accesso ad alcuni uffici tra cui quello

della società sportiva Biancoscudati Padova (ex Padova Calcio). Notevoli locali tecnici completano la planimetria di piano di 2'600 m². La facciata esterna situata sotto il porticato è composta da due fasce di pannelli di calcestruzzo prefabbricato, la prima di altezza 2,00 metri e la seconda di 1,00 metri. Tra le due è presente una fascia continua di finestre di vetro opaco di dimensione 1,20 x 0,80 metri, che forniscono l'adeguato volume di aria di ricambio. I pavimenti non sono lasciati al grezzo ma sono finiti con sottofondo e materiali lavabili periodicamente.

A questa quota è possibile accedere ad ognuno dei tre vani scale esterni per raggiungere le quote superiori. Una serie di accorgimenti architettonici quali marciapiedi e divisori in sezione permettono di definire un percorso pedonale e carrabile continuo tutto attorno allo stadio, nonché una fila di parcheggi in successione, sfruttati quotidianamente dagli impiegati degli uffici con sede all'interno dello stadio, dalla manutenzione e dalle forze dell'ordine durante gli eventi.

4.2.1.2. Quota 5,75

A questa quota è possibile accedere dall'esterno attraverso i tre ponti pedonali situati in corrispondenza dei tre vani scale esterni alla struttura. Dall'interno invece si possono utilizzare gli accessi delle strutture di elevazione poste a quota 0,00. In questa posizione del complesso si trova un livello dedicato interamente agli uffici dei vari Enti e Comitati, occupando una porzione, limitata dall'ingombro della tribuna, della superficie disponibile. La superficie utilizzata è di 1'300 m², per un'altezza che, inclusi gli impianti ed il controsoffitto, è di 3,70 metri. Questo livello ospita, alle due estremità della tribuna, gli accessi ai due corpi di collegamento adiacenti.

Il pavimento anche in questo livello è dotato di sottofondo e di finito che consenta una pulizia periodica.

Anche in questo caso non vi è possibilità di ottenere illuminazione e ricambio di aria dai muri orientali, per questo motivo gli unici dotati di finestre sono quelli posizionati a Ovest grazie ad una fascia continua di finestre di vetro trasparente delle dimensioni 1,50 x 0,80 metri.

4.2.1.3. Quota 9,45

Questo livello è dedicato interamente agli accessi del primo anello della gradinata Ovest, che comprende la tribuna stampa e la tribuna d'onore. La quota si raggiunge attraverso le scalinate esterne dei ponti pedonali (**figura 4.31.**, A; B; E; F), oppure come il livello precedente, tramite gli accessi posti a quota 0,00 dei vani scale esterni alla struttura (**figura 4.31.**, C; D).

Il flusso di spettatori è mediato attraverso un corridoio di servizio largo circa 9 metri che introduce alle tribune, dove sono inseriti anche i servizi quali bar e punti ristoro, servizi igienici, aree di servizio per gli addetti al servizio di trasmissione televisiva e radio, magazzini. Questi locali occupano un'area di 450 m², su un totale di 1'450 m² di piano. Lo spazio precedentemente descritto è limitato da barriere frangi folla longitudinali e trasversali non continue, e da corsie di smistamento nei due sensi, di larghezza superiore di 1,20 metri, come da Norma. Come per la quota 5,75, anche a 9,45 troviamo, alle due estremità della tribuna, accessi per il corpo di collegamento, e più in particolare per accedere alla copertura di essi, situata come già accennato in precedenza, ad un'elevazione inferiore rispetto al resto del complesso.

L'altezza di piano, anche grazie all'assenza di un pavimento vero e proprio, sostituito da un semplice strato livellante di sottofondo, diventa maggiore rispetto a quella del piano inferiore, destinato ad ambienti di lavoro ed uffici, passando da 3,70 a 5,20 metri, creando un ambiente di più ampio respiro per i fruitori dell'evento.

Il rivestimento esterno di piano prevede anch'esso pannelli di cemento prefabbricati, disposti in un primo settore principale di 4,00 metri, seguiti da una banda continua di finestre di dimensione 0,60 x 0,60 metri che consentono l'aerazione e l'illuminazione degli ambienti di servizio, ed un'ultima fascia di 0,60 metri di pannelli di tamponamento. Questo rivestimento consente di creare un fronte compatto di protezione agli spettatori posti sulle tribune, aperto solo in prossimità degli accessi di piano, dove non sono presenti elementi di chiusura.

Il primo anello della tribuna Ovest si compone di dieci settori da 25 gradoni ciascuno, ottenendo un'area di 3'100 m² per un totale di 7'950 posti a sedere. La tribuna d'onore e la tribuna stampa sono dotate di strutture di separazione mediante transenne che consentono il libero un limitato accesso in questi particolari settori. La tribuna è dotata

come da normativa di 9 accessi per disabili situati sul prospetto interno, usufruibili anche dagli addetti alla sicurezza durante gli eventi, che raggiungono quota 0,80 metri tramite una rampa di pendenza non superiore al 5%.

Le barriere che separano la tribuna dal terreno di gioco sono di materiale resistente di vetro di altezza 2,40 metri, con aperture mediante maniglione antipanico in prossimità degli accessi per disabili.

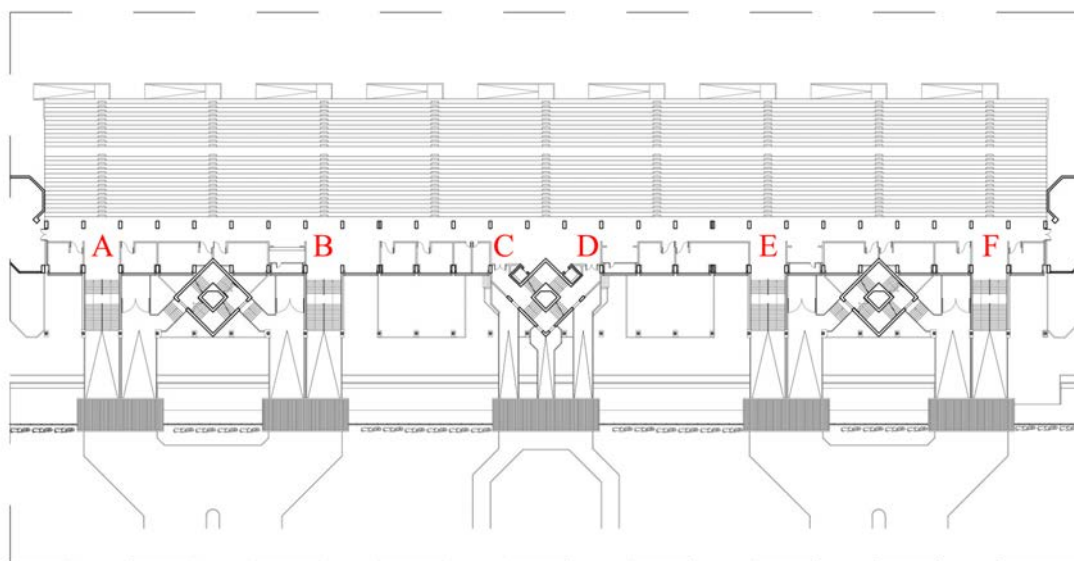
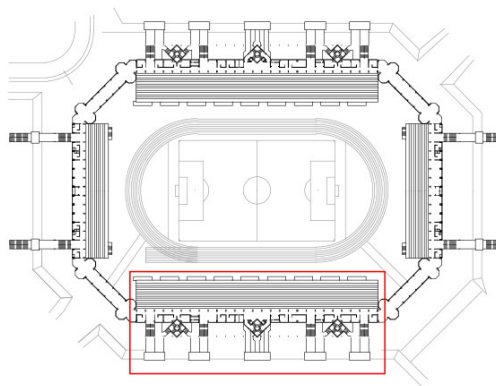


Figura 4.31.
*Accessi al primo anello degli spalti
Tribuna Ovest, quota 9,45*



4.2.1.4. Quota 14,65

Il piano in questione riprende come caratteristiche il secondo analizzato, cioè un piano legato all'ambito lavorativo, inaccessibile agli spettatori in sede di evento sportivo, sfruttato la maggior parte del tempo nei giorni feriali. Gli uffici si distribuiscono su di

un'area di circa 1'200 m², accessibile per mezzo delle rampe scale esterne, con ingresso a quota 0,00.

L'altezza di piano viene ridotta per mediare le dimensioni degli spazi di utilizzo, ed in relazione anche alla presenza di un controsoffitto a cassettoni ospitante gli impianti, nonché di un sottofondo e di un pavimento finito che consenta una periodica manutenzione.

Il prospetto Ovest a questo livello è costituito anch'esso da tre settori; una prima fascia di 1,50 metri di pannelli prefabbricati in calcestruzzo, una seconda destinata a finestre continue di dimensioni 1,20 x 0,60 metri, ed una terza di completamento composta anch'essa da pannelli di calcestruzzo. Per quanto riguarda invece il prospetto orientale, esso non presenta possibilità di aperture poiché l'ingombro delle tribune del secondo anello, che analizzeremo al punto seguente di questa relazione, non lo consentono.

4.2.1.5. Quota 19,85

L'utilizzo di questo livello riguarda esclusivamente i fruitori della tribuna del secondo anello. Come per i piani inferiori l'accesso è consentito grazie alla rampa di scala del corpo di collegamento verticale esterno alla struttura. Il corridoio di smistamento degli spettatori è 5,00 metri di larghezza per tutta la lunghezza della tribuna comprendente un'area di 850 m², questo per permettere a tutti i 5'056 utenti di raggiungere il proprio posto a sedere. La larghezza ridotta non consente di ospitare alcun tipo di ambiente di servizio, pertanto rimangono usufruibili quelli del piano inferiore a quota 9,45 metri.

L'altezza di piano, di 4,15 metri, viene calcolata a partire da un semplice sottofondo di copertura il solaio strutturale, fino a raggiungere la copertura dell'intera tribuna Ovest, il cui punto più basso è situato ad una quota di 24,00 metri.

Il secondo anello delle tribune si compone di dieci settori da 15 gradoni occupanti un'area di 1'800 m², a sbalzo coprente in parte la tribuna del primo anello, con un'altezza tra le due di 11,25 metri.

Il parapetto di protezione è composto da una barriera di materiale resistente vetrato di altezza 1,50 metri, dove però passa a 2,00 metri in prossimità delle scale di fruizione delle gradinate.

Il prospetto esterno è formato da una prima fascia continua di pannelli prefabbricati in calcestruzzo di altezza 2,00 metri, seguita da due fasce successive di finestre opache di dimensioni 0,60 x 1,20 metri.

4.2.2. Corpi di collegamento verticale (0,00 – 19,85)

I tre corpi scala della tribuna Ovest consentono di raggiungere tutti e cinque i livelli della struttura attraverso un sistema di rampe. Questi tre elementi non sono però uguali tra loro, dato che quello centrale, in prossimità della tribuna d'onore, risulta diverso nella forma e nelle dimensioni rispetto agli altri due, situati alle estremità della tribuna.

Tutti e tre hanno pianta quadrata, elevata fino al raggiungimento di 21,20 metri, ruotata di 45° rispetto agli assi che definiscono la geometria della tribuna Ovest, ottenendo uno spigolo di contatto che va ad inserirsi all'interno della volumetria della tribuna. Il quadrato di pianta è 9,00 x 9,00 metri, con un vano interno di 3,40 x 3,40 metri delimitato da setti strutturali di 0,40 metri di spessore di calcestruzzo armato.

All'interno dello spazio appena descritto si sviluppano due rampe di scale indipendenti, larghe 2,40 metri, che s'intrecciano reciprocamente generando così due percorsi autonomi che possano separare il flusso di spettatori da quello del personale di servizio.

Queste strutture sono provviste di aperture per ognuno dei quattro pianerottoli che permettono di raggiungere il piano successivo, di dimensioni 1,00 x 1,60 metri, senza alcun tipo di infisso di chiusura o elemento di finitura.

A differenza dei due corpi di estremità, il corpo scale centrale accoglie direttamente le tre passerelle di accesso esterne all'interno del suo volume a quota 9,45 metri. Esso inoltre è l'unico dei tre ad ospitare elementi di connessione verticale. I due ascensori sono situati a metà dei due lati del quadrato di base rivolti verso l'interno della struttura, con una passerella larga 5,00 metri che consenta la connessione con la tribuna anche per utenti con disabilità.

I due corpi di collegamento di estremità sono collegati ognuno a quattro rampe di accesso esterne al complesso, situate due su un lato e due sull'altro del quadrato di base. Queste due rampe di accesso si dividono in una scalinata, che consente il raggiungimento della quota 9,45 metri, ed una passerella in leggera pendenza che

permette l'accesso agli uffici situati a quota 5,75 metri, come già precedentemente descritto.

In tutti i corpi di collegamento verticale il nucleo cavo centrale si eleva fino a quota 24,70 metri, dove entra in contatto con la struttura reticolare di copertura che vedremo in seguito, fungendo anche da supporto per le torri faro nei due corpi scala di estremità.

4.2.3. Tribuna Sud

4.2.3.1 Quota 0,00

Il piano terra di questa tribuna risulta come una grande area di 1'000 m² adibita a deposito. Si tratta infatti dell'area localizzata sotto la tribuna Sud, spazio al giorno d'oggi senza una funzione specifica. Gli accessi a questa zona sono stati ricavati mediante due coppie di porte situate tra la quarta e la quinta fila di pilastri. Come per la tribuna Ovest precedentemente analizzata, anche al di fuori della tribuna Sud è presente una serie di soluzioni urbanistiche per delimitare le carreggiate di manovra dei mezzi di servizio, un marciapiedi confinato a ridosso della recinzione perimetrale dell'impianto ed una serie di elementi di decoro quali aiuole di confinamento. Tutto ciò s'integra all'interno del progetto globale dello stadio garantendo la continuità tra percorsi pedonali e carrabili esterni, nonché i parcheggi allineati sfruttati nei giorni feriali dall'utenza degli uffici con sede presso il complesso.

La superficie di calpestio risulta senza alcun tipo di elemento di finitura o sottofondo, proprio a causa della non definita funzione di questo locale. Esso è però confinato sul prospetto più esterno da un'alternanza tra pannelli di calcestruzzo prefabbricato, la prima e la terza fascia, separate da una serie di finestre, di dimensioni 1,20 x 0,80 metri, che coprono l'intera lunghezza della tribuna.

4.2.3.2. Quota 5.75

Anche a questo livello, che dispone di un'area totale di 720 m², non vi è una destinazione precisa, anche se il controsoffitto e la presenza di un sottofondo sopra il

soffitto strutturale fa intuire la possibilità di allestire una serie di uffici, come quelli presenti nella tribuna Ovest ed Est alla stessa quota (**figura 4.32.**, area evidenziata).

Data l'assenza di collegamenti verticali per questo livello, per accedere a questa zona del complesso è necessario passare attraverso il corpo di collegamento della stessa quota, comunicante con la tribuna Ovest o Est, dove sono invece presenti accessi in corrispondenza delle rampe di scale esterne.

Il prospetto Sud di quest'ambiente è composto, in continuità con il resto dello stadio, da pannelli di calcestruzzo prefabbricato alternati con finestre di dimensioni variabili dipendenti dalla posizione e dalla funzione degli ambienti su cui si aprono, dove in questo caso corrispondono ad una geometria di 1,50 x 0,80 metri di vetro trasparente.

Come per gli ambienti sotto le gradinate, il prospetto più interno non permette di fornire i locali di alcuna apertura per l'ingombro appunto delle tribune destinate agli spettatori.

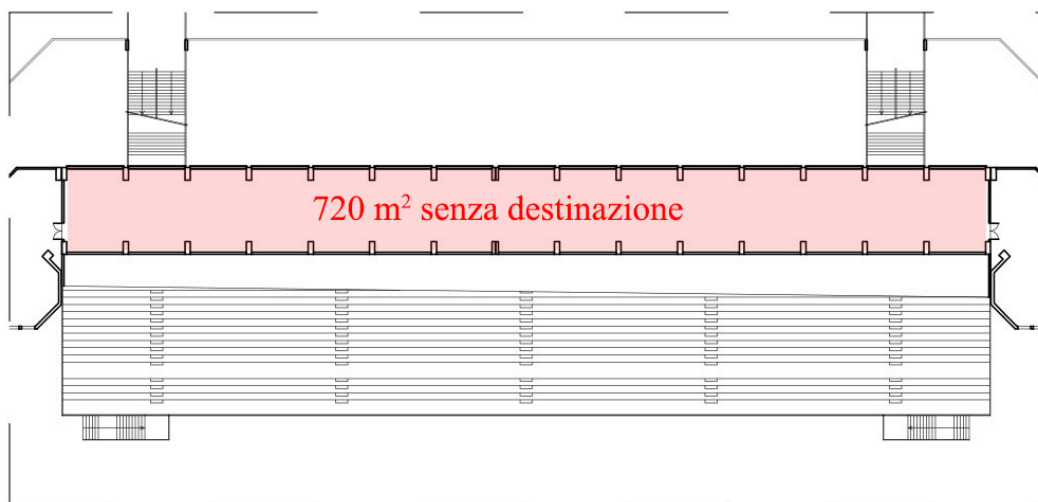
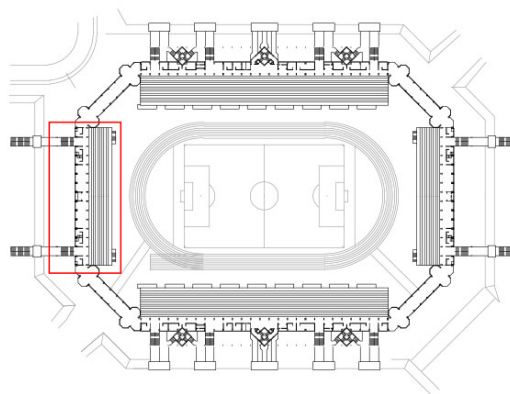


Figura 4.32.
Area inutilizzata
Tribuna Nord, quota 5,75



Anche l'altezza di questo piano segue la continuità dell'intero impianto, elevandosi di 3,70 metri sopra la quota di riferimento, il che conferma le supposizioni di un ambiente destinato ad essere suddiviso tramite setti non strutturali e allestito con impiantistica adeguata.

4.2.3.3. Quota 9,45

Si può trovare a quest'altezza l'accesso per la gradinata della tribuna Sud, la quale è introdotta da un corridoio largo 7,00 metri, il quale consente di ospitare al suo interno i servizi necessari per la fruizione dell'evento sportivo, quali servizi igienici, bar e punti di ristoro, ambienti di servizio e locali tecnici, che nel loro complesso occupano un'area di 170 m² su un totale disponibile di 700 m².

Come per la tribuna Ovest, l'altezza mantenuta per questo spazio coperto di filtro tra l'esterno e la gradinata è di 5,20 metri.

Per accedere a questa quota si utilizzano, o le due rampe di accesso esterne che dal piano di compagna recuperano i 9,45 metri necessari, oppure le due aperture situate alle estremità della tribuna, comunicanti con i corpi di collegamento angolari dello stadio.

Il prospetto esterno segue l'impostazione su alternanza di pannelli prefabbricati in calcestruzzo e finestre vetrate, che nell'ambiente in questione hanno dimensione 0,60 x 0,60 metri poste ad un'altezza di 3 metri sopra il solaio di piano.

La gradinata della tribuna Sud, a differenza di quella già vista per la tribuna Ovest, non è dotata di sedili in plastica personali, ma semplicemente i posti a sedere sono delimitati e numerati attraverso vernice colorata, data la peculiarità di questo settore di essere scoperto. Esso si compone di sei settori composti da 19 gradoni ognuno, senza barriera tra uno e l'altro, creando un unico ambiente di 1'400 m². La quota più bassa raggiunta da questa gradinata è di 3,00 m, che può essere recuperata dal lato interno dell'impianto grazie a due rampe di scale poste alle estremità della tribuna in maniera diametralmente opposta. L'intera tribuna è delimitata perimetralmente da due tipi di recinzione; metallica a griglia lateralmente, trasparente vetrata di materiale resistente sul lato aperto verso il campo di gioco, con due aperture in prossimità delle scale precedentemente citate per gestire il flusso in entrata ed uscita della tribuna.

4.2.3.4. Quota 14,65

Altezza finale della tribuna Sud, che funge da tetto piano della parte coperta comprendente sì gli spazi uffici che la zona di servizio della gradinata. Esso si compone degli stessi elementi dei solai inferiore, tranne per gli strati esteriori di impermeabilizzazione necessari.

Particolare di questa tribuna sono i pilastri che proseguono oltre l'altezza di solaio, necessari a reggere i pannelli prefabbricati di tamponamento, e dare allo stadio un prospetto uniforme.

4.2.4. Corpi di collegamento

4.2.4.1. Quota 0,00

Il piano terra di questi elementi di connessione è privo di alcuna funzione specifica, risultando aperto sul prospetto esterno e chiuso invece, in maniera differente per ognuno di questi settori, sul prospetto interno. Proprio per mantenere la continuità tra tribune lunghe e corte, con i relativi percorsi esterni pedonali e carrabili, ma anche interni, non sono previsti setti divisorii a questa quota, eccezion fatta per il corpo Nord – Ovest come si analizzerà in seguito al punto 4.4.4.

Si vuole sfruttare la semplicità di questa quota anche per analizzare quale sia la composizione di questo elemento di connessione. Esso si compone di un corpo centrale (**figura 4.33.**, corpo A) rettilineo ruotato di 45° divisibile in 5 aree di 45 m² ciascuna, scandite dal passo di pilastri strutturali ogni 6 metri, creando un corridoio largo 7 metri, coperto e pedonale, affiancato da due corpi di connessione alle tribune (**figura 4.33.**, corpi B e C). Questi elementi che concludono la struttura del corpo, sia sul lato della tribuna lunga, che su quella corta, sono dei setti non strutturali spessi 0,20 metri che compongono una sorta di “semi ottagono”. Essi non sono immediatamente percepibili a questa quota, si rimanda perciò al paragrafo successivo per una descrizione geometrica più dettagliata.

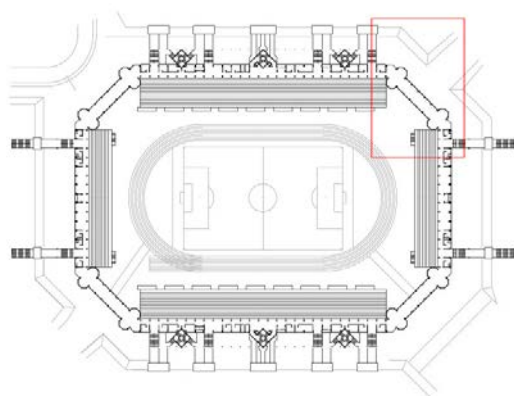
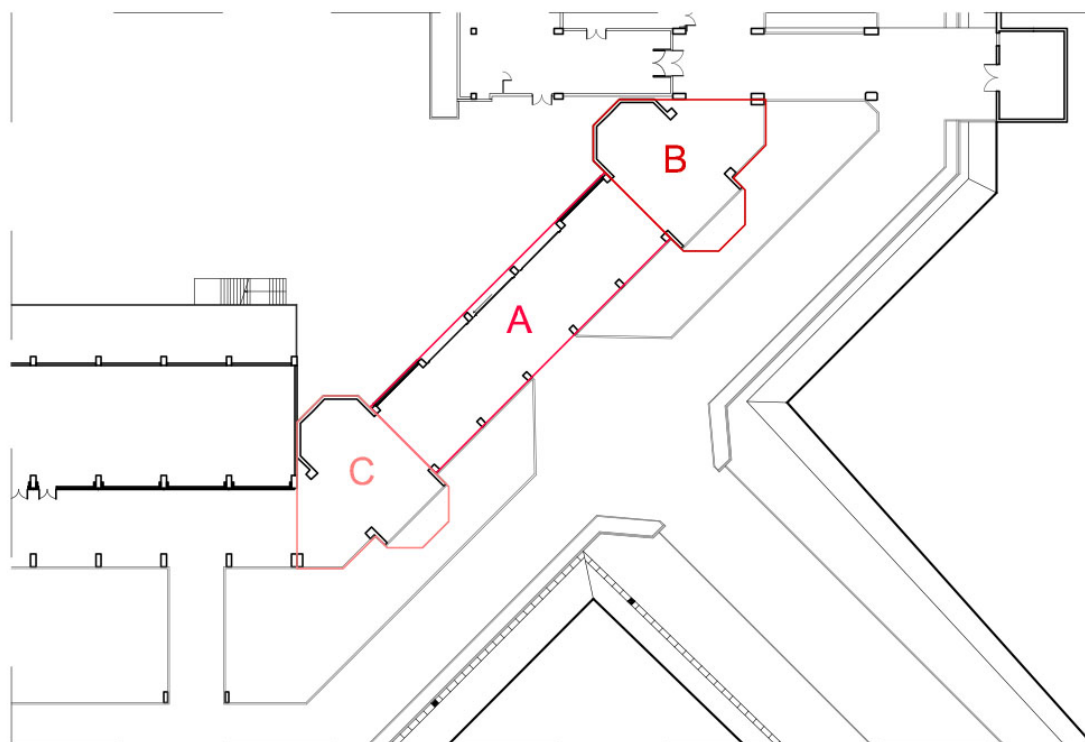


Figura 4.33.
*Inquadramento delle tre unità strutturali
 Corpo di collegamento Sud – Est, quota 0,00*

4.2.4..2 Quota 5,75

Il solaio di questa pianta, proprio per svolgere la sua funzione di elemento connettore tra le due tipologie di tribuna, è situato alla medesima altitudine. Come abbiamo visto in precedenza, l'unico modo per accedere agli spazi a questa quota della tribuna Sud o Nord è passando attraverso questi ambienti, che ad oggi sono sprovvisti di una funzione specifica, anche se, ad eccezion fatta del corpo di Sud – Ovest, essi sono forniti di finestre e potrebbero ospitare senza alcun problema altri uffici, disponendo di un'area totale di 500 m².

Caratteristica comune a questa quota è la presenza del semi ottagono accennato in precedenza. Esso è percepibile esternamente grazie alla forma che si è voluto dare al solaio, e di conseguenza all'annesso parapetto alto 2,00 metri, il quale si apre solo attraverso una fessura di 0,50 metri prima di salire per offrire sicurezza anche al livello superiore.

Ultima caratteristica di questa quota è lo spicchio di solaio di connessione tra questi semi ottagoni e le adiacenti tribune, un'area di 36 m² che appare come una soluzione architettonica ben integrata al progetto complessivo ma dalla geometria insolita rispetto alla globalità del complesso.

4.2.4.3. Quota 9,45

Questo solaio funge da copertura del blocco di collegamento. Esso possiede le caratteristiche di tutti i solai del complesso, eccezion fatta per gli strati di impermeabilizzazione necessari alle sue funzionalità. Questa copertura è praticabile e permette la connessione al piano della stessa quota della Tribuna Sud o Nord, grazie alle aperture poste alle due estremità delle Tribune Est e Ovest, proprio come il piano sottostante illustrato al paragrafo precedente. La sicurezza di questo spazio non destinato agli spettatori ma solo all'utenza incaricata della manutenzione dell'impianto è garantita da pannelli con le stesse caratteristiche di quelli già descritti, di altezza 1,80 e spessore 0,20 metri.

4.2.4.4. Differenze

Analizzati gli elementi comuni per tutte e tre le quote di questo corpo di collegamento, si vuole descrivere ora le differenze, minime ma evidenti, che identificano un elemento angolare dagli altri.

Come già presentato, i corpi Sud – Est e Nord – Ovest ospitano nell'area esterna ad essi un percorso carrabile connesso con la viabilità, utilizzabile per i mezzi di emergenza e di servizio. Il piano terra dei quattro corpi di collegamento presenta un altro punto di contrasto, ossia la presenza di uno o più elementi di apertura di servizio. Prima di definire le caratteristiche di ognuno di questi quattro elementi è giusto fare una

considerazione; si suddivide la struttura di ogni singolo corpo in 5 settori, facilmente riconoscibili per la scansione interna dettata dai pilastri strutturali. In questo modo la descrizione avviene parlando del primo settore, riferendosi al primo in senso orario partendo dal corpo di collegamento di Nord – Est. Questo presenta nei primi due moduli un tamponamento con dei setti non strutturali ed una porta di accesso, mentre in quello centrale troviamo l'unica apertura verso l'interno, mediata da un cancello di ferro apribile dotato di chiusura. Per i due moduli mancanti, il quarto ed il quinto sono anch'essi di materiale metallico ma non permettono l'apertura verso il terreno di gioco, lavorando solo come elementi di separazione tra interno ed esterno.

Per i due corpi di collegamento seguenti, Sud – Est e Sud – Ovest la caratteristica comune è quella di essere completamente privi di setti o barriere tra un settore e l'altro, mentre ciò che li differenzia sono le aperture verso l'interno. Quello di Sud – Est presenta un cancello centrale di ferro apribile e due strutture metalliche fisse ai suoi lati, mentre quello Sud – Ovest presenta tutti setti murari non strutturali di separazione, eccezion fatta per il settore centrale anch'esso ospitante un elemento di chiusura di ferro apribile in caso di necessità.

L'ultimo rimanente da analizzare è anche il più dissimile rispetto ai precedenti tre, il corpo di collegamento Nord – Ovest. Esso presenta, oltre che un cancello in posizione centrale e dei pannelli di riempimento in calcestruzzo prefabbricato non strutturale sul prospetto che s'innalza internamente, un prospetto quasi completamente chiuso anche verso l'esterno dello stadio, eccezion fatta per il settore centrale che consente di mantenere il passaggio carrabile allineato con il cancello e la relativa strada di servizio. In questo particolare caso anche i due elementi che sono stati definiti “semi ottagonali” sono tamponati da pannelli prefabbricati, soluzione unica all'interno dell'impianto dato che in tutti gli altri casi questo tipo di chiusura, o parziale chiusura, è riscontrabile solo nei piani superiori. Si spiega questa scelta di chiusura di questi ambienti per poter creare dei vani di servizio e dei locali tecnici necessari a svolgere la funzione di supporto agli ambienti circostanti, per lo più uffici. Questo elemento di collegamento si presenta come unico fattore di discontinuità dell'impianto, interrompendo il percorso pedonale coperto a quota 0,00 con la presenza di setti di tamponamento che di fatto lo rendono un elemento isolato ed accessibile solo attraverso le poche aperture verso l'esterno.

Per quanto riguarda il primo piano invece, oltre alle caratteristiche già descritte in precedenza, quello che risulta necessario specificare è la presenza o l'assenza di elementi di chiusura nei due prospetti. L'unico privo di ciò risulta essere il corpo di collegamento Sud – Ovest, dove le due fasce di pannelli di calcestruzzo lasciano un'apertura di 1,00 metro. Gli altri tre corpi invece presentano tutti finestre, le quali sono delle stesse dimensioni per quelli a Nord, 1,20 x 0,80 metri, mentre in quello di Sud – Est risultano essere 1,40 x 0,60 metri.

L'ultimo piano risulta mantenersi come da descrizione precedentemente redatta per tutti e quattro le connessioni.

4.2.5. Ponti pedonali

I ponti pedonali sono quel tipo di struttura che permette di raggiungere le quote di 5,75 e 9,45 direttamente dall'esterno, più in particolare dal terrapieno a quota 5,40 che separa lo stadio a quota 0.00 metri.

Le passerelle riferite alle tribune Est e Ovest sono in tutto undici, quattro per i due corpi scala alle estremità della struttura e tre per quello centrale. Questi ultimi si raccordano al vano scale della tribuna a quota 5,75 metri, con delle semplici passerelle larghe ognuna 2,65 metri. Nel caso invece di quelle laterali la larghezza passa a 5,60 metri, mentre la loro funzione è anche di collegare direttamente il solaio della tribuna a 9,45 metri (altezza dell'accesso al primo anello della tribuna) con l'esterno. Per questo scopo la passerella sviluppa una scala di 23 gradini divisi in due rampe da un pianerottolo largo 1,60 metri, a norma con le vigenti regole per la sicurezza negli stadi.

Nel caso invece delle tribune corte il numero di passerelle passa a due, poste simmetricamente alle estremità della struttura, le quali non raggiungono il primo piano, ma conducono gli spettatori direttamente al livello a quota 9,45 con lo stesso sistema di rampe descritto precedentemente. In più in questa zona dell'impianto sono previste delle scalinate metalliche esterne alla struttura, necessarie per poter superare il terrapieno di altezza 5,50 metri, dato che in questi punti il livello esterno del piano campagna è anch'esso a pari livello con il piano 0,00 dello stadio.

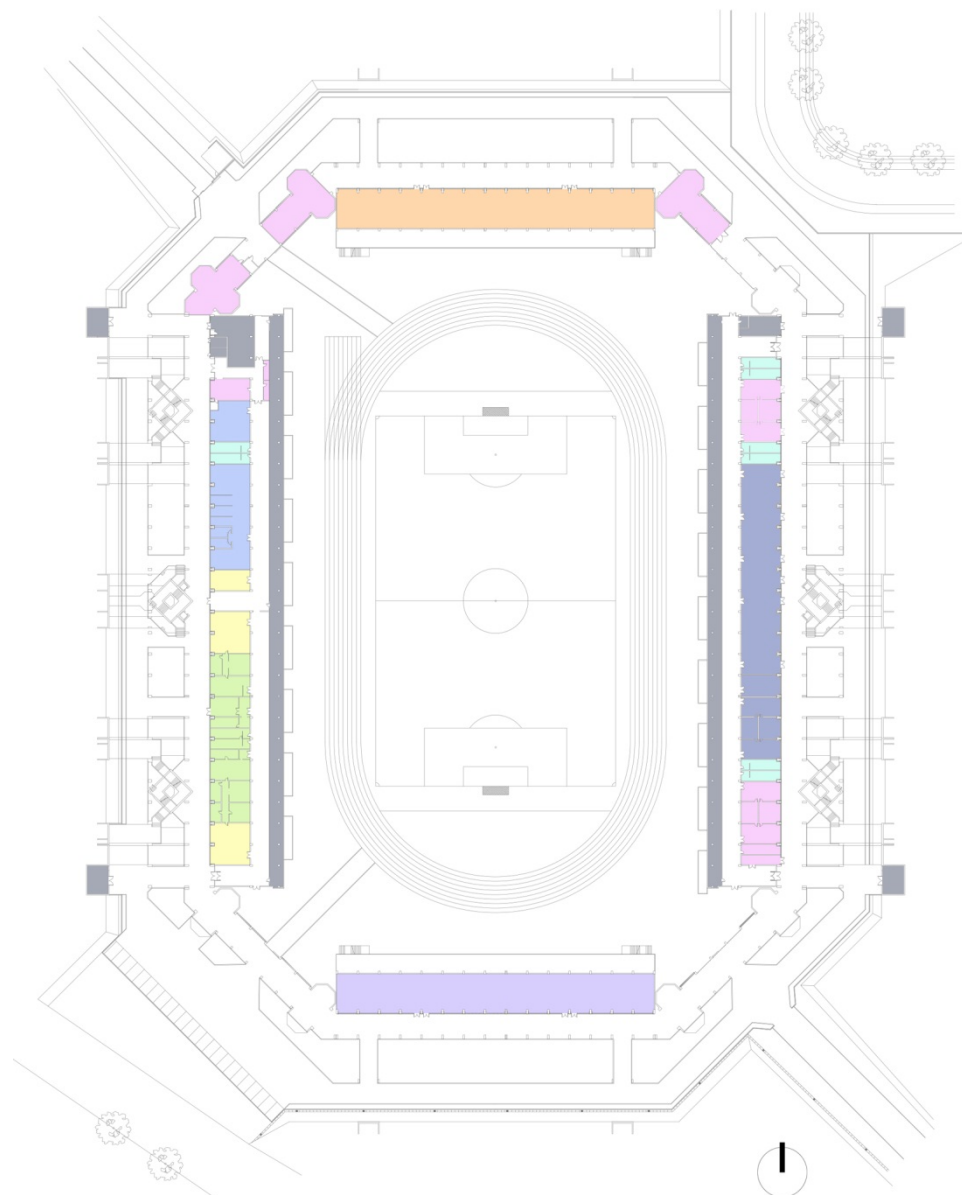
Inoltre tutte le passerelle sono fornite, in prossimità del solaio situato sopra il terrapieno esterno allo stadio, di un primo punto di controllo per la sicurezza dello stadio. Si tratta

di una serie di cancelli che consentono alle forze dell'ordine di gestire il flusso di persone prima del loro ingresso nel complesso. Questi punti sono forniti di una copertura metallica e da transenne fisse per incanalare in maniera ordinata l'intenso flusso di spettatori.

Tutti i ponti pedonali, sia in prossimità delle passerelle sia sulle scalinate, sono dotati di ringhiere di sicurezza metalliche a fitta maglia ortogonale, di altezza 1,20 metri, che assicurano la transizione degli utenti anche in condizione di intenso affollamento.

4.2.6. Destinazioni d'uso

L'analisi delle destinazioni d'uso è stata svolta contemporaneamente al rilievo geometrico, per capire come fossero suddivise le tribune alle varie quote. Alla quota 0.00 metri, nella zona della tribuna est/ovest sotto le gradinate, sono presenti quasi ed esclusivamente uffici, tranne nell'ultimo tratto, che risulta impraticabile, dove sono posizionati numerosi impianti elettrici, idrici e di ventilazione. Allo stesso modo è costituita la tribuna sud, dove lo spazio precedentemente adibito a locale tecnico viene sfruttato come deposito. A 5.75 metri, invece, sono presenti esclusivamente uffici di federazioni sportive e, nella tribuna ovest, uffici del Comune di Padova appartenenti al settore servizi sportivi. Al primo piano (quota 9.45 metri), dedicato alla vera e propria funzione dello stadio, sono presenti prevalentemente bar e servizi igienici, oltre a locali adibiti al pronto intervento e i consueti locali tecnici. Il secondo anello, situato a 19.85 metri risulta invece privo di locali oltre agli spalti veri e propri. Gli spettatori, per usufruire di servizi igienici e bar, devono scendere a quota 14.65 metri. Allo stesso livello, anche se non direttamente collegati con i servizi citati in precedenza, sono presenti altri uffici di federazioni sportive. Di seguito è possibile vedere, mediante l'ausilio di piante, quando appena descritto.

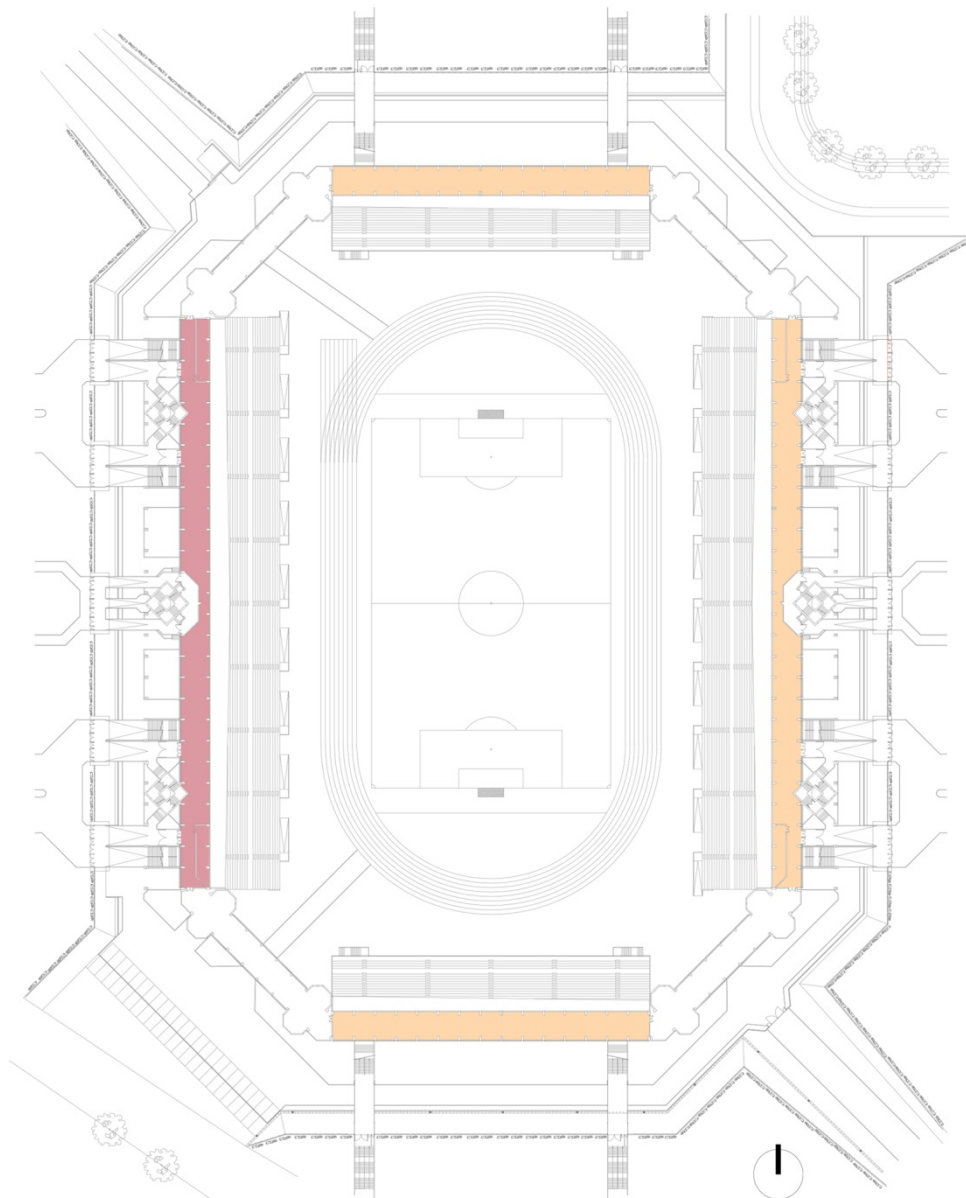


Legenda

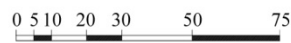
0 5 10 20 30 50 75

- | | | |
|---|---|--|
|  Uffici CONI |  Uffici Biancoscudati Padova |  Servizi igienici |
|  Uffici Assessorato allo sport |  Spogliatoi Biancoscudati Padova |  Bar |
|  Uffici Federazioni sportive |  Locali accessori Biancoscudati Padova |  Locale tecnico |
|  Locali accessori Federazioni sportive |  Magazzino |  Croce verde |

Figura 4.34.
 Destinazioni d'uso
 Pianta quota 0,00

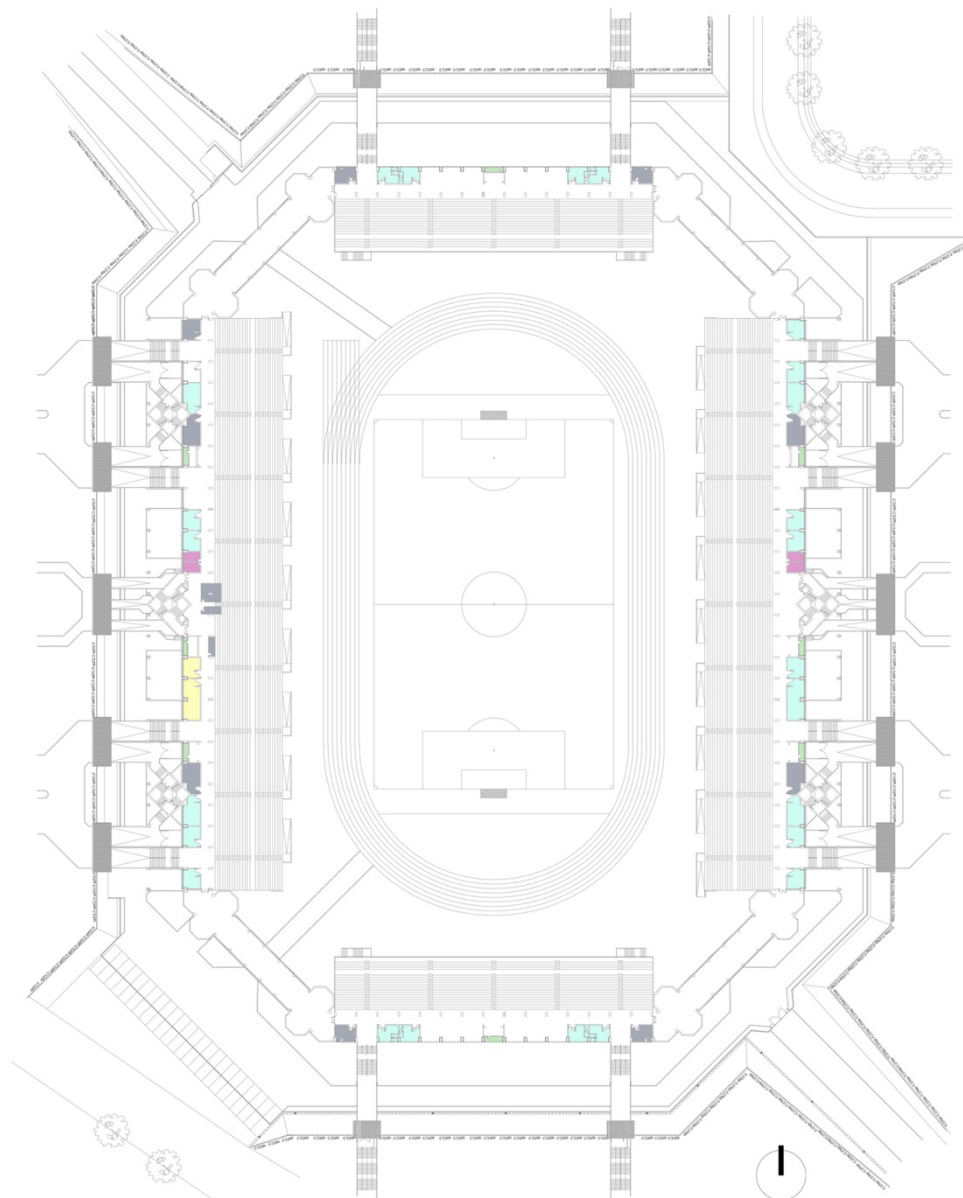


Legenda

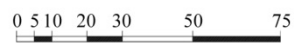


- | | | |
|---|---|--|
| Uffici CONI | Uffici Biancoscudati Padova | Servizi igienici |
| Uffici Assessorato allo sport | Spogliatoi Biancoscudati Padova | Bar |
| Uffici Federazioni sportive | Locali accessori Biancoscudati Padova | Locale tecnico |
| Locali accessori Federazioni sportive | Magazzino | Croce verde |

Figura 4.35.
Destinazioni d'uso
Pianta quota 5,75

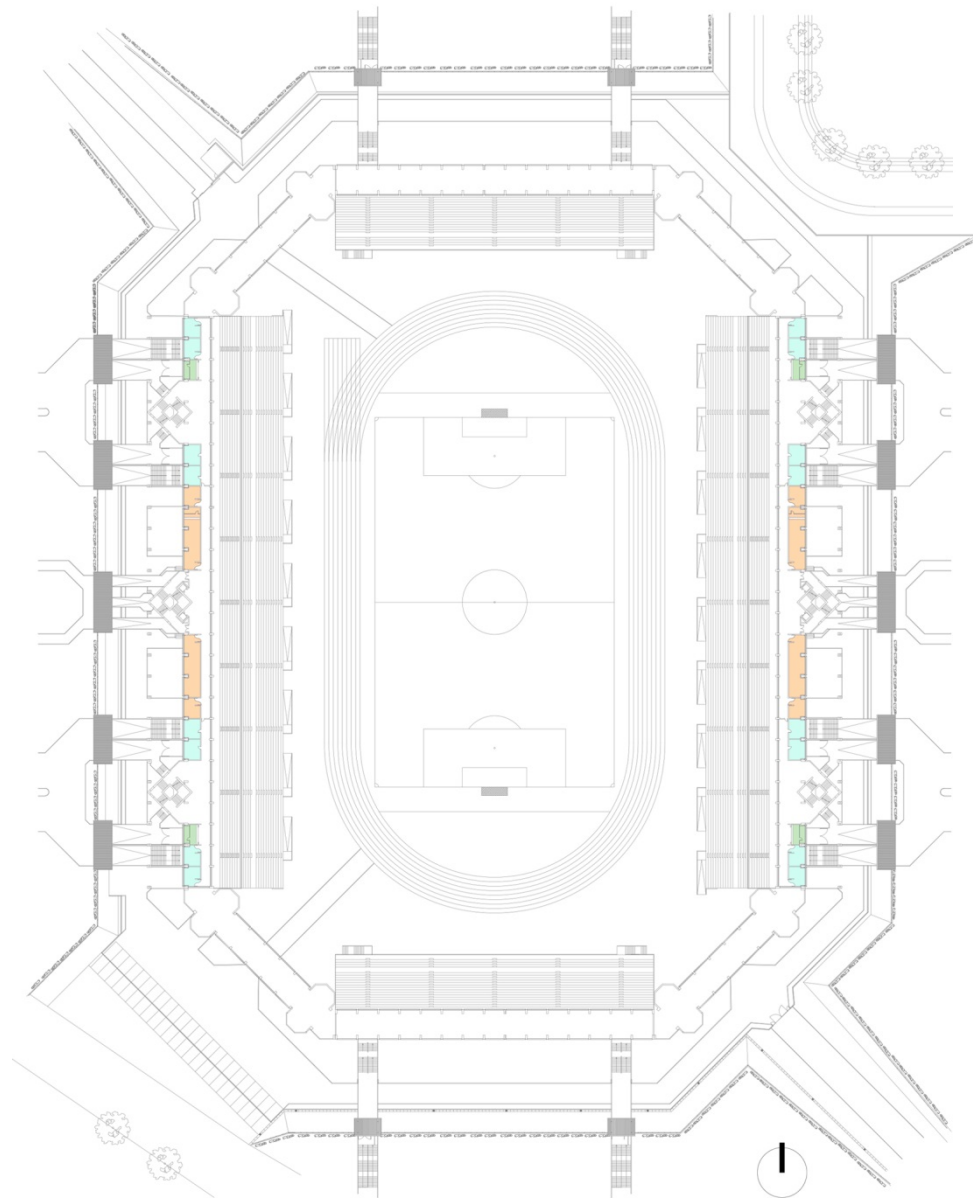


Legenda



- | | | |
|---|---|--|
| Uffici CONI | Uffici Biancoscudati Padova | Servizi igienici |
| Uffici Assessorato allo sport | Spogliatoi Biancoscudati Padova | Bar |
| Uffici Federazioni sportive | Locali accessori Biancoscudati Padova | Locale tecnico |
| Locali accessori Federazioni sportive | Magazzino | Croce verde |

Figura 4.36.
 Destinazioni d'uso
 Pianta quota 9,45



Legenda



 Uffici CONI	 Uffici Biancoscudati Padova	 Servizi igienici
 Uffici Assessorato allo sport	 Spogliatoi Biancoscudati Padova	 Bar
 Uffici Federazioni sportive	 Locali accessori Biancoscudati Padova	 Locale tecnico
 Locali accessori Federazioni sportive	 Magazzino	 Croce verde

Figura 4.37.
Destinazioni d'uso
Pianta quota 14,65

4.3. ANALISI GEOLOGICA E GEOTECNICA DEL SITO

Prima di analizzare il comportamento strutturale dello stadio, sia attraverso una visione d'insieme, sia in maniera dettagliata settore per settore, è necessario approfondire lo studio geologico e geotecnico dell'area su cui sorge il complesso. Queste indagini permetteranno di approfondire il tema delle fondazioni, non affrontato nell'analisi strutturale poiché esse non si presentano come parte integrante del modello virtuale creato. Questo tipo di indagini risultano fondamentali per la comprensione di molte scelte strutturali adottate in fase di progettazione. Per fare ciò è richiesta un'adeguata conoscenza della composizione stratigrafica dell'area e dei valori di resistenza meccanici che la contraddistinguono.

Le indagini eseguite per questo tipo di studio si distinguono in due tipologie, geologico e geotecnico. Con il primo genere si intende indagare lo studio della storia della Terra, la composizione della crosta terrestre, i processi di formazione delle rocce, i movimenti e le deformazioni che hanno subito le rocce e la crosta terrestre. La geotecnica invece riguarda lo studio e la meccanica dei terreni in relazione alle applicazioni che si possono avere in ambito di progettazione architettonica o ingegneristica. A riguardo di ciò le indagini vengono fatte attraverso attrezzature e prove standardizzate da eseguire in sito o in laboratorio, dove poi verranno analizzate e sintetizzate per raggiungere i risultati definitivi.

L'elaborazione combinata degli studi geologico e geotecnico, garantendo un confronto continuo dell'uno sull'altro, permettono di ottenere un'analisi approfondita di tutte le caratteristiche necessarie alla progettazione non solo delle opere di fondazione, ma anche di tutte quelle opere provvisorie necessarie per garantire un buon inserimento all'interno del contesto ambientale.

4.3.1. Studio geologico

Gli strumenti utilizzati per questo studio geologico sono perlopiù testi storici, cartografie, mappe che ricostruiscono i più importanti cambiamenti avvenuti nel territorio padovano in un lasso di tempo sufficiente a far maturare profondi cambiamenti della morfologia del suolo. Questi documenti, di cui il testo "Le tracce

degli Antichi percorsi del Brenta per Montà e Arcella nei pressi di Padova: studio geomorfologico” di G.B. CASTIGLIONI risulta il più completo ed esaustivo per quanto riguarda l’area da analizzare, vengono raccolti nella relazione geologica-geotecnica fornita al Comune di Padova e redatta a Padova nel 1988 dagli Ing. Colombo e Ing. Celleselli. E’ proprio questo documento a fornire le indicazioni utilizzate in sede di progettazione. Lo studio, come già presentato, sorge nella periferia nord-occidentale della città, tra i quartieri di Montà e dell’Arcella, per la precisione tra la ferrovia in direzione Padova – Bologna, Corso Australia, via Due Palazzi e via Capitello. Questo quadrilatero ospitava in un’epoca molto antica, un percorso settentrionale del Paleo – Brenta, tra il 5000 – 4000 a. C circa. La presenza di questo corso fluviale, sotto forma di meandri e paleoalvei sepolti, è stato confermato anche attraverso l’analisi delle mappe catastali dell’800, che con il loro disegno delle particelle agrarie hanno rivelato elementi dell’antica idrografia.

L’area destinata alla costruzione dell’impianto si pone in prossimità di un lobo di questo corso, che generava una depressione nella topografia rispetto al piano campagna circostante mai risanata nel corso dell’evoluzione della zona. Questo lieve avvallamento non supera mai il mezzo metro/metro di profondità, anche se il reperimento a scarse profondità di sedimenti fini indicano la presenza di una depressione precedente. Quest’ultima è sicuramente dovuta alla presenza di un’attività fluviale precedente, interrata in un secondo momento. Nelle zone non comprendenti gli alveoli è possibile trovare uno strato superficiale composto da una coltre limoso – argillosa di uno spessore che varia tra 0,50 metri e 1,50 metri, riconducibile al livello più frequentemente riordinato dalle pratiche agricole. Avanzando ad una quota inferiore si trovano sedimenti prevalentemente sabbiosi, con granduli di ghiaia reperibili fino ad alcuni metri di profondità. Questi depositi di sabbia, posati sopra sedimenti limoso – argillosi grigi ed amalgamanti a frammenti vegetali e legnosi, compongono gli strati successivi fino ad una quota di 10,00 - 15 metri sotto il piano campagna. Infine, in corrispondenza dei paleoalvei, la stratigrafia assume delle variazioni, poiché successivamente alla base sabbiosa si rinvengono argille grigio – azzurre talora nerastre alternate ad argille – limi con colorazioni bruno nocciola indicanti processi legati all’oscillazione della falda freatica. Traccia ulteriore della presenza di attività fluviale è oltretutto il ritrovamento, ai lati dei corpi componenti gli alveoli, degli argini composti di sabbie modellate da un

corso d'acqua con regime placido. Questo dato conduce ad una situazione geologica all'incirca di equilibrio tra attività erosiva e deposizionale, con possibilità di esondazioni a carattere non distruttivo, che ha consentito il ritrovamento delle tracce meandriformi in precedenza descritte.

La descrizione storico – morfologica della geologia locale non è sufficiente però ad appurare la qualità del terreno di fondazione. E' pertanto necessario indagare parametri geotecnici mediante sondaggi e prove in situ, come analizzato nel prossimo paragrafo.

In sintesi, per concludere lo studio geologico dell'area d'intervento, è stata appurata la presenza di un percorso fluviale composto da meandri, che ha scandito l'evoluzione dei sedimenti della zona. L'interramento di questo corso, in un'epoca non supportata da documentazioni precise, rappresenta l'ultima fase evolutiva di questo territorio, che si presenta in alcuni punti al di sotto del piano campagna della zona.

4.3.2. Studio geotecnico

Per la determinazione accurata di parametri meccanici dei terreni componenti l'area dello stadio vengono utilizzati i dati raccolti nel maggio 1988 dall'agenzia incaricata dei rilevamenti, la Geotecnica veneta S.N.C di Mestre. Le indagini eseguite sono state quattro prove penetrometriche statiche spinte fino a 40 metri di profondità e due sondaggi geognostici spinti anch'essi fino a 40 metri. Prima di analizzare i risultati ottenuti è necessario capire in cosa consistano queste prove eseguite. La prova penetrometrica statica riguarda l'avanzamento di un campionatore, spesso a punta conica, nel terreno ad una velocità standardizzata di 20mm/sec. Il campionatore è composto da una punta ed un manicotto cilindrico posto sopra di essa. Grazie a queste due componenti è possibile eseguire due tipi di letture; la prima è legata all'avanzamento dell'estremità conica e misura la resistenza alla punta, la seconda, grazie al manicotto cilindrico, misura la resistenza all'attrito laterale. Questo tipo di prova permette di analizzare i terreni incoerenti, cioè caratterizzati da bassa coesione tra gli inerti aventi diverso diametro e quindi una resistenza meccanica minore. Per terreni coesivi, ossia terreni compatti, ricchi di argilla e con bassi valori di umidità, la consistenza è stata verificata utilizzando penetrometri e scissometri portatili.

L'altro tipo di prova riguarda i sondaggi geognostici, cioè l'analisi del suolo per la valutazione delle caratteristiche geologiche. Essi vengono effettuati con due modalità; in situ attraverso carotaggi che consentono di prelevare campioni di materiale da analizzare in seguito, ed in maniera indiretta con apparecchiature che rimangono in superficie, analizzando il sottosuolo secondo fattori differenti. I campioni prelevati sono stati analizzati dai laboratori della società Italgo S.R.L. determinando per i terreni coesivi i limiti di Atterberg ed il contenuto d'acqua, mentre per quelli incoerenti le curve granulometriche. Inoltre sui terreni coesivi sono state eseguite prove di resistenza meccanica quali penetrometri e scissometri, oltre a prove di compressibilità edometrica ed incrementi di carico controllati.

4.3.3. Risultati ottenuti

In seguito allo studio geologico dell'evoluzione storica del terreno ed i risultati delle analisi e delle prove geotecniche è stato possibile dedurre l'attuale composizione stratigrafica, risultante nel suo complesso abbastanza uniforme. E' necessario specificare i parametri di seguito riportati per una comprensione approfondita della stratigrafia di seguito presentata.

R_p: resistenza di punta

R_i: resistenza laterale

q_u: valore di resistenza a compressione

Pen: misura della consistenza pocket penetrometer

Tor: misura della consistenza torvone

W_i: valore del contenuto d'acqua

I_p: Indice plasticità

(0,00 ; - 7,00 metri): dal piano campagna fino a quota -1,50 metri è possibile trovare sedimenti limoso – argillosi e limoso – sabbiosi, ricomposti dalle varie attività agricole. Questo strato precede un manto di sabbia medio fine debolmente limosa e non molto addensata, di spessore circa 7,00 metri e **R_p** = 50 ; 100 kg/cm².

(- 7,00 ; - 13,00 metri): in questa fascia la stratigrafia si compone di un'alternanza di terreni limoso – argillosi, limoso – sabbiosi con diffusi resti organici e concentrazioni

torbose. Questi terreni coesivi si presentano da mediamente consistenti a consistenti, aventi valore $q_u = 0,53 ; 0,76 \text{ kg/cm}^2$ e $R_p = 10 ; 20 \text{ kg/cm}^2$. I terreni incoerenti di questa quota risultano moderatamente addensati con $R_p = 40 ; 50 \text{ kg/cm}^2$.

(- 13,00 ; - 28,00): seguendo con la stratigrafia a quote inferiori si incontra un importante strato di sabbia fine e media, con resti vegetali, di caratteristiche limose, grigie, fortemente addensate in certe zone dove i valori di resistenza di punta R_p possono superare i 300 kg/cm^2 .

(- 28,00 ; - 40,00): nell'ultimo livello indagato dalle indagini è riscontrabile una fitta alternanza di terreni sabbiosi e limoso – sabbiosi intervallati da banchi spessi da 0.30 a 1.50 metri di argilla limosa di media consistenza, $Pen = 0,8 ; 1,4 \text{ kg/cm}^2$, $q_u = 1,44 ; 1,71 \text{ kg/cm}^2$, $R_p = 10 ; 20 \text{ kg/cm}^2$, e media compressibilità.

Per concludere la descrizione della stratigrafia riscontrata si può affermare che i terreni sabbiosi risultano moderatamente addensati dove alle profondità di -33,00 e -36,00 metri sono stati identificati due strati di sabbia fine e medio fine estremamente addensata. Inoltre il livello freatico, dai rilievi e sondaggi eseguiti e dalle prove penetrometriche, è posto ad una quota del piano campagna oscillante tra i -1,30 e -1,80 metri.

4.3.4. Scelte progettuali

Il completamento di questa fase analitica della morfologia del terreno componente l'area dello Stadio Euganeo si conclude presentando quelle che sono state le scelte riguardanti le strutture di fondazione dell'impianto. Nello specifico verranno separate le descrizioni delle fondazioni dello Stadio vero e proprio, da quelle del rilevato circondante lo stadio.

Per l'impianto sportivo, viste le distribuzioni dei carichi orizzontali e verticali agenti, si è optato sia per fondazioni con pali trivellati a grande diametro, sia di fondazioni del tipo isolato su plinti. Sulla base dei carichi forniti dai progettisti e sulle indagini geotecniche presentate in precedenza è stato possibile definire il diametro dei pali, variabile tra 800 e 1'200 mm, e la profondità da raggiungere di 24,00 metri sotto il piano campagna. La portata utile dei pali è stata calcolata, grazie ai risultati delle prove penetrometriche statiche e delle prove di laboratorio, considerando la situazione

stratigrafica più gravosa dedotta dalle indagini. Senza riportare la determinazione di tutti i coefficienti e dei relativi calcoli, vengono di seguito presentate le portate utili di ogni palo, le quali sono in grado di soddisfare le condizioni di sollecitazione in tutte le varie situazioni.

Q_a (800mm): 149 tonn

Q_a (1000mm): 204 tonn

Q_a (1200mm): 268 tonn

L'altra soluzione di progetto delle fondazioni fa riferimento a quelle aree dello stadio dove la struttura trasmette carichi moderati al terreno. Come già anticipato la decisione è stata quella di utilizzare fondazioni a plinto quadrato di lato 2,00 metri o 3,00 metri ad una profondità di 1,50 metri sotto il piano campagna. La pressione sul terreno di questi due tipi di plinti è stata calcolata ed i risultati vengono presentati di seguito:

q_a (2,00 x 2,00 metri) 1,32 kg/cm²

q_a (3,00 x 3,00 metri): 1,44 kg/cm²

Entrambi sono in grado di garantire la sicurezza delle strutture anche in condizioni sfavorevoli.

Per il rilevato circostante la struttura invece, è necessario tenere presente dell'influenza che esso avrà sulle fondazioni dello stadio, generando sensibili cedimenti del terreno o aumentando i cedimenti precedentemente previsti. Il rilevato in questione avrà altezza massima pari a 5,40 metri con pendenza esterna pari a 1:10 e 1:15 verso l'interno, generando dei cedimenti sul terreno di fondazione composto da strati compressibili di circa 12 centimetri. Questi cedimenti, benché modesti, possono causare problemi alle fondazioni della struttura, ed è per questa ragione che è stato deciso di realizzare gran parte del rilevato prima della costruzione delle fondazioni.

4.4. RILIEVO DEL COMPORTAMENTO STRUTTURALE

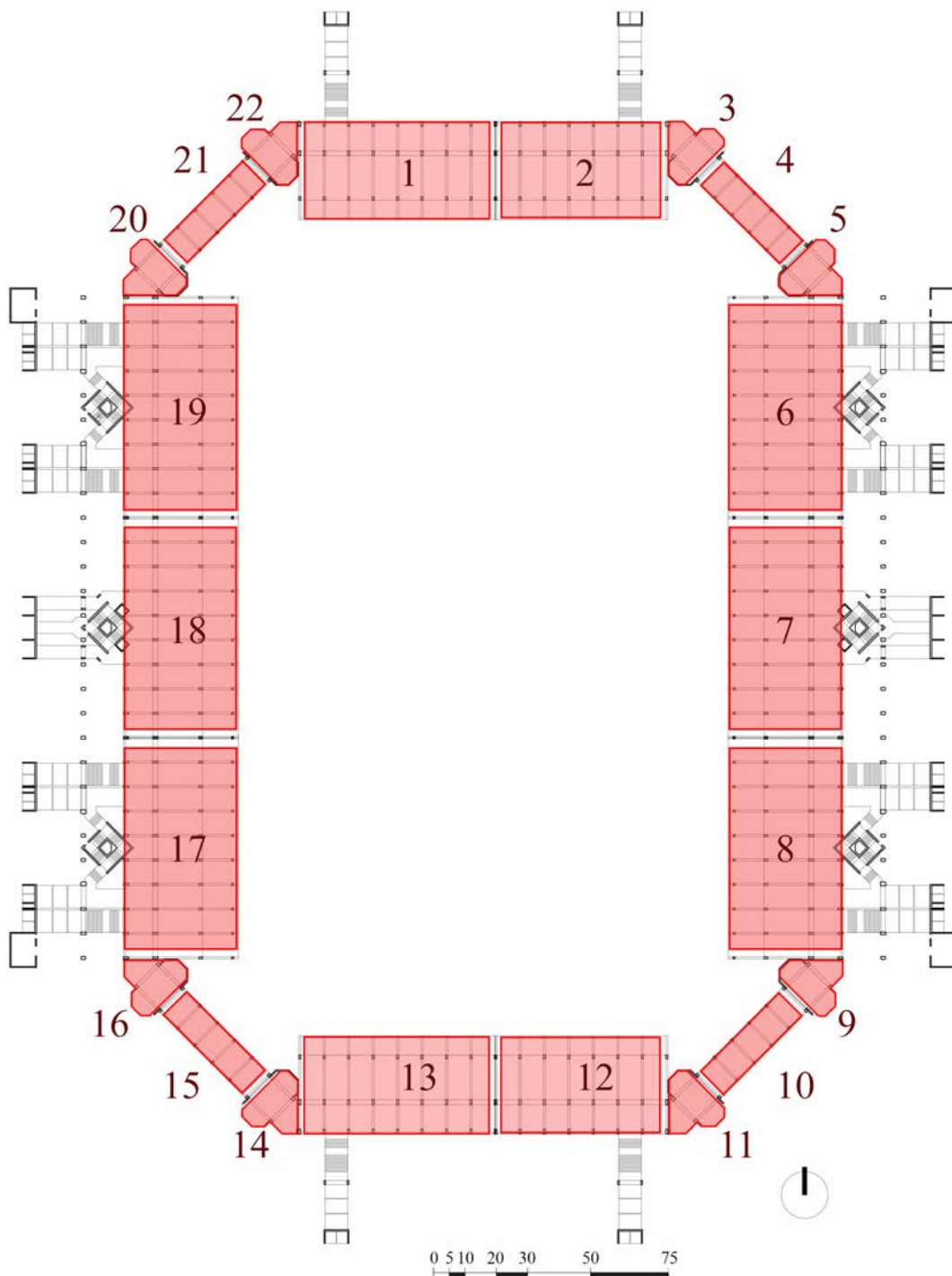


Figura 4.38.
Inquadramento delle 22 unità strutturali
Pianta strutturale, quota 0,00

4.4.1. Visione d'insieme

Il complesso dello stadio Euganeo dal punto di vista strutturale può essere considerato come una serie di elementi ravvicinati ma che lavorano in maniera indipendente. Nello specifico si considerano le due tribune lunghe, Ovest ed Est, costruite in maniera identica, possedenti le stesse caratteristiche strutturali e composte ciascuna da tre strutture successive. Esse inoltre collaborano con strutture esterne al loro scheletro quali le rampe di accesso, i tre corpi scala parallelepipedi, la copertura metallica reticolare e le quattro torri faro in dotazione all'impianto per garantire lo svolgimento degli eventi anche in notturna.

Allo stesso modo di queste, anche le tribune Sud e Nord risultano avere lo stesso comportamento strutturale, interagendo però soltanto con le rampe di accesso esterno, essendo prive di copertura per le gradinate o particolari sistemi di elevazione verticale. Esse a differenza delle tribune maggiori sono suddivise in solo due strutture. Per concludere l'analisi globale della struttura manca da descrivere il comportamento dei corpi di collegamento d'angolo; anch'essi godono di una struttura propria indipendente da quella delle tribune adiacenti, allineandosi a quest'ultime a livello di solai di piano ma senza condividere alcun elemento di trave quali travi o pilastri. Ognuno di essi è composto da tre strutture adiacenti, che sommato alle dieci strutture precedentemente presentate porta ad un totale di 22 strutture separate da giunti termini (**figura 4.38**).

Nei paragrafi seguenti si procederà quindi alla descrizione di ognuno di questi elementi strutturali considerato in maniera singolare, senza però mai perdere di vista quello che è l'impianto globale, per non tralasciare quegli aspetti della meccanica dello stadio indispensabili per una valutazione che sia il più realistico possibile.

4.4.2. Tribuna Est

Le tribune Est e Ovest risultano la struttura più complessa dell'intera opera, per le dimensioni di esse, ma anche per l'interazione che hanno con altri elementi.

Questa struttura è stata scomposta in tre settori da due giunti termici di tre centimetri, i quali generano nel loro punto di applicazione una modifica della geometria del sistema trave pilastro, come si vedrà successivamente. Questo giunto termico non è abbastanza

ampio da potersi considerare sismico, ma consente di evitare che una variazione di temperatura generata su un settore della tribuna si propaghi interessando anche quelle adiacenti.

Di base la tribuna sorge su due file, distanti 6,00 metri, di 28 pilastri 1,20 x 0,50 ciascuna. Eccezione viene fatta per i punti in corrispondenza del giunto termico, dove il pilastro largo 50 centimetri viene sostituito con una coppia di pilastri 1,20 x 0,30 staccati di tre centimetri, appunto il giunto termico, generando così un profilo 1,20 x 0,63 (**figura 4.39**). Questa prima porzione di tribuna si sviluppa con travi di sezione 0,50 x 0,66 metri in direzione est – ovest, necessarie per il supporto del solaio che si analizzerà di seguito.

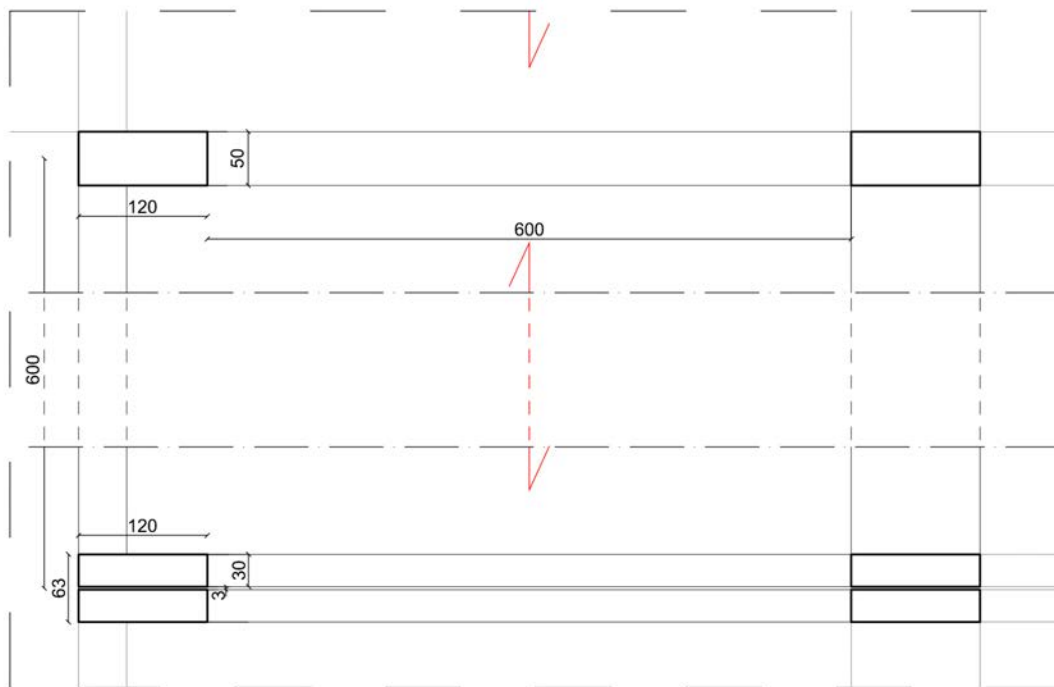
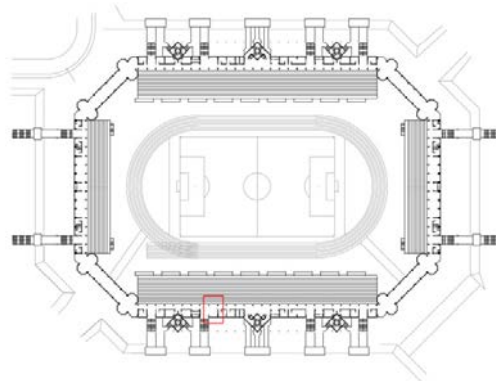


Figura 4.39.
Dimensionamento della campata con giunto
Tribuna Ovest, quota 5,75



Le travi di bordo in direzione sud – nord del prospetto esterno invece sono responsabili del supporto ai tamponamenti esterni, murature o pannelli prefabbricati. Esse hanno una sezione di 0,45 x 0,66. Sempre in direzione nord – sud troviamo la trave, allineato con lo spessore del solaio, responsabile di reggere i carichi di tamponamento tra zona uffici e gradinate, di sezione 1,20 x 0,26. Nell’elevazione della struttura questa trave varia alla quota 14,65 metri diventando 0,35 x 0,26 metri, e alla quota 19,85 metri diventando 1,50 x 0,26 metri.

Il solaio di questa porzione è realizzato con blocchi di calcestruzzo armato prefabbricato definiti “predalles”, alleggerite con blocchi di polistirene espanso. Per coprire la superficie di 6,00 x 6,00 metri di una singola unità della tribuna sono state utilizzate sei lastre predalles spesse 0,26 metri, di lunghezza 6,00 metri e larghe 1,20 metri, eccezione fatta per la prima lastra la quale è larga solo 0,75 metri, dato l’ingombro della trave di bordo (**figura 4.40**). Questa particolare composizione del solaio è stata ripetuta in maniera identica per tutte le quote sia della tribuna est e ovest, che delle due tribune corte nord e sud.

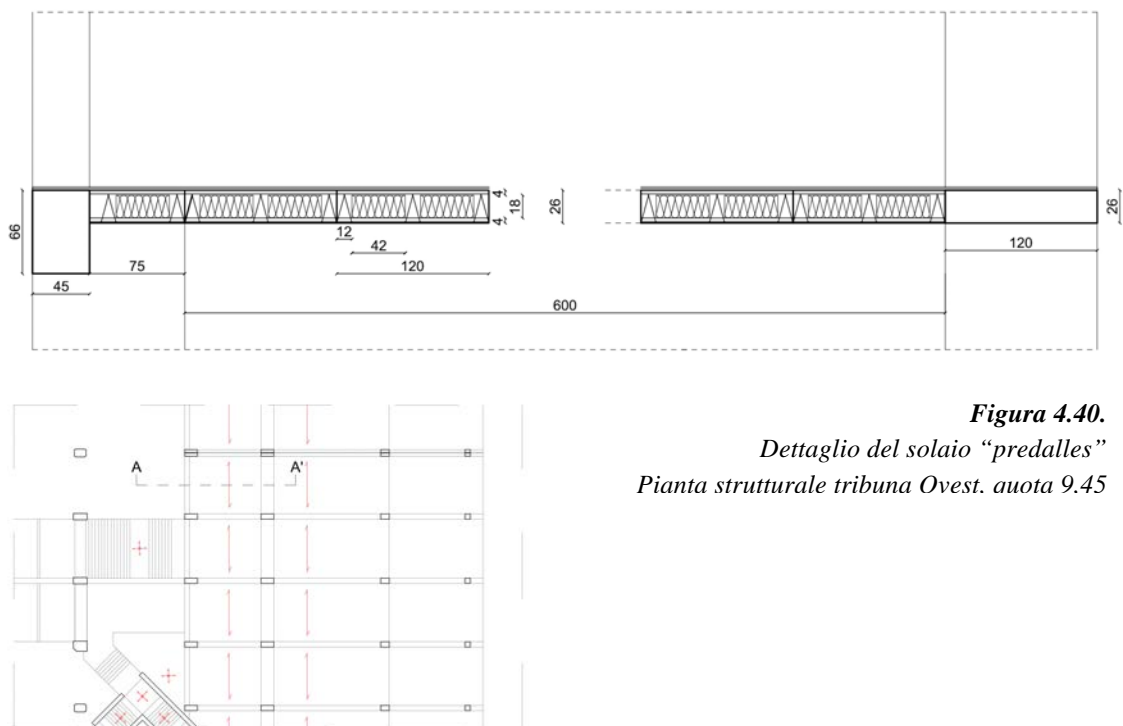


Figura 4.40.
*Dettaglio del solaio “predalles”
 Pianta strutturale tribuna Ovest. quota 9.45*

La struttura essenziale della tribuna est viene completata poi dal primo anello della gradinata, composto da lastre di cemento armato spesso circa dieci centimetri per una lunghezza di 6 metri ciascuna. Gli spalti poggiano su due file di pilastri di sezione diversa, allineati con quelle in precedenza descritte. La prima fila, quella più a ridosso della struttura della tribuna e di conseguenza più sviluppata in altezza, ha sezione 0,50x0,80 metri. Procedendo verso l'interno del complesso troviamo la seconda fila di pilastri, di altezza 1,65 metri e sezione 0,50 x 0,50 metri. La trave a ginocchio che appoggia sui pilastri descritti, responsabile di reggere gli spalti, ha uno spessore di 0,80 metri.

Il secondo anello delle tribune ha una struttura completamente differente. Anch'esso è sorretto da una serie di travi allineate con la struttura fondamentale della tribuna distanti 6,00 metri una dall'altra, ma genera uno sbalzo, partendo dalla seconda fila di pilastri, di 8,00 metri. Per supportare questa trave a mensola, inclinata di 30° rispetto all'orizzontale, si è scelto di utilizzare una trave di sezione variabile, dove il punto di contatto con l'ultimo pilastro prima dello sbalzo possiede uno spessore di 1,50 metri, il quale si riduce l'intero fino a uno spessore di 0,80 metri, mentre verso l'esterno, raggiungendo uno spessore minimo finale di 0,30.

4.4.3. Corpi di collegamento verticale

La struttura di questi corpi non si basa su pilastri e travi, ma su un sistema di setti in calcestruzzo armato che, collaborando con i solai, intermedi e non, delle scale, garantiscono la loro stabilità. Come si è descritto in precedenza nel paragrafo 4.2.6, il corpo scale è composto di due quadrati concentrici, il primo di lato 9,00 metri ed il secondo 3,40 metri, i quali ospitano al loro interno le due rampe di scale concentriche, di larghezza 2,40 metri. Quest'ultime hanno uno spessore di 0,30 metri per tutto il loro sviluppo verticale, che garantisce alla struttura, alta più di 20 metri, il comportamento scatolare (**figura 4.41**). La collaborazione di questo impianto con la tribuna est avviene in prossimità di tutte le quote di solaio di essa, le quali, attraverso le relative travi, riesce ad innestarsi nel sistema di setti strutturali del parallelepipedo. Le passerelle uscenti da esso invece non forniscono alcun contributo ai due corpi, ma anzi i loro comportamenti

sono subordinati a quello globale del sistema accoppiato Tribuna Est - strutture di elevazione.

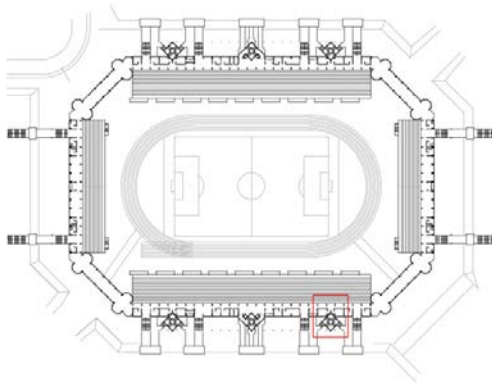
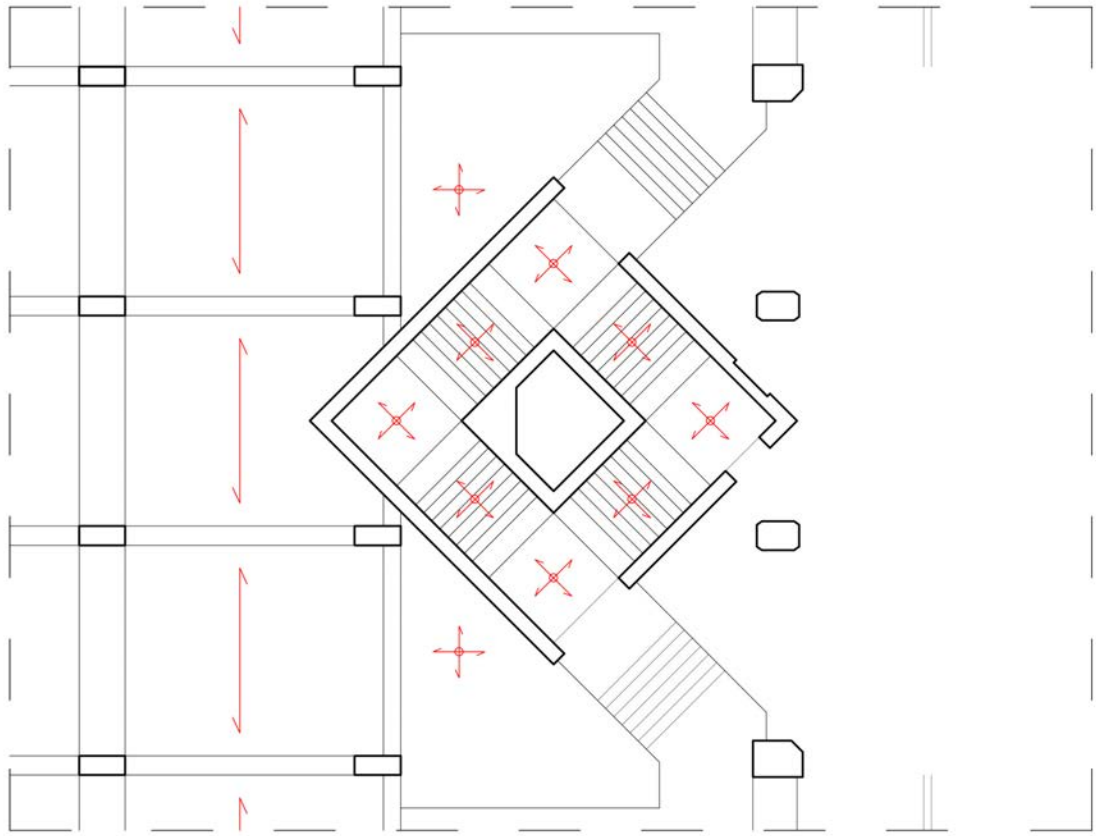


Figura 4.41.
*Dettaglio strutturale”
Corpo di collegamento verticale
Tribuna Ovest, quota 9,45*

4.4.4. Copertura

La copertura delle tribune Est ed Ovest si compone di un sistema di travi in carpenteria metallica a forma triangolare rovesciata, il cui vertice inferiore diventa il punto di appoggio di essa, che sollecita a compressione i pilastri in calcestruzzo armato della tribuna. Data la presenza di un aggetto, per garantire la copertura totale degli spalti sottostanti è stato progettato un sistema di tiranti di acciaio necessario al bilanciamento del sistema di copertura.

La struttura metallica zincata a caldo si articola in 28 travi reticolari per ogni tribuna, la cui globalità si estende per una lunghezza di 162,3 metri ed una larghezza verso il terreno di gioco di 39,4 metri, per un'area totale coperta di 6400 m².

La singola trave reticolare si ancora, nel suo vertice inferiore situato ad una quota di 23,42 metri, ai pilastri in calcestruzzo armato emergenti dalla tribuna. In questo nodo sono state progettate delle basi di appoggio metalliche, dello spessore di 7 centimetri, le quali si agganciano al pilastro attraverso quattro tirafondi di 3,6 centimetri di diametro. Tra le piastre e le travi reticolari sono stati collocati degli elementi di appoggio con teflon, che consentono la rotazione e gli spostamenti in direzione trasversale e longitudinale. Proprio per questo motivo le travi reticolari non trasmettono ai pilastri sforzi di flessione o taglio, ma solo i carichi verticali. Le otto travi in corrispondenza dei nuclei ascensori hanno un comportamento statico differente, poiché trasmettono anche le sollecitazioni taglienti alle strutture in calcestruzzo sottostanti; le piastre permettono perciò in questo caso solo la rotazione delle travi reticolari.

La singola trave reticolare è composta di un corrente superiore di lunghezza totale 38,46 metri, il quale si estende per coprire le gradinate per 28 metri oltre l'appoggio, mentre dietro le tribune per i restanti 10,46 metri, in modo da favorire l'ancoraggio ai già citati tiranti di metallo. Quest'ultimi sono caratterizzati da un profilo cavo in acciaio di 40,64 centimetri di diametro e di 8,8 millimetri di spessore, divisi in due elementi bullonati tra loro per raggiungere la quota finale di 28,2 metri. Questi tiranti poggiano su pilastri in calcestruzzo armato di sezione 1,10 x 0,75 metri a due quote diverse; i 16 in prossimità delle passerelle di accesso esterne a quota 7,45 metri, mentre i restanti 12 a quota 1,50. Il punto di ancoraggio è garantito da quattro tirafondi di 5,2 centimetri di diametro ed una piastra di 6 centimetri di spessore. Tornando al corrente superiore, esso è composto

di quattro tratti di profilo HEA 320. Nella parte retrostante alle tribune rispetto al punto d'appoggio troviamo ogni 2,615 metri un montante di profilo UPN 100, mentre nella parte che si protrae verso il terreno di gioco i montanti s'innestano ogni 2,80 metri. Essi però hanno profilo variabile decrescente con lo sviluppo della trave in direzione dell'aggetto, partendo da un profilo UPN 200 e concludendosi con un profilo UPN 100. Anche gli elementi diagonali non mantengono lo stesso profilo per tutta la lunghezza della trave, ma variano da un profilo accoppiato UPN 160 ad un UPN 100. Per completare gli elementi diagonali troviamo anche coppie di profili a L, da un profilo 80 x 8 millimetri ad un 60 x 6, collocati anch'essi nella parte conclusiva della trave reticolare. Il corrente inferiore si divide in due tipologie; HEA 400 per il profilo retrostante il punto di appoggio e di lunghezza 11,20 metri, HEA 600 per il tratto ad aggetto di lunghezza 28,20 metri.

Il piano in cui giacciono i correnti superiori è completamente controventato, per garantire la trasmissione dei carichi orizzontali ai nuclei scala in calcestruzzo armato. I profili costituenti questi controventi sono HEA 160 e a L di dimensioni 70 x 7 millimetri, come anche quelli delle travi nel piano verticale posteriore ad esse.

La copertura vera e propria è composta di una serie di cupole ad arco ribassato in polycarbonato alveolare di spessore 1,6 centimetri, fissate su appositi profili ad L bullonati ai correnti inferiori delle travi. Il sistema di scolo segue il profilo delle briglie inferiori per la raccolta delle acque meteoriche provenienti dalle cupole e le convoglia in prossimità dei pilastri dove sono presenti appositi pluviali di alluminio.

Inoltre la copertura è dotata di una passerella di servizio collocata lungo l'estremità dell'aggetto delle travi reticolari di larghezza 1,20 metri, costituita da profili UNP e IP.

Tutti gli elementi metallici trattati in questa descrizione della copertura sono composti di acciaio S/275, generando un peso totale sulla struttura in calcestruzzo armato di circa 750 tonnellate per ogni tribuna.

4.4.5. Tribuna Sud

L'unità minima di questa struttura risulta molto simile a quella già affrontata del paragrafo 5.2. Anche il corpo chiuso riservato agli uffici ed ai servizi di questa tribuna è composto da due file di pilastri, le quali sono distanziate di 6,00 metri. Questi pilastri

hanno passo 6,00 metri, creando un'unità minima a forma quadrata di area 36,00 m². La loro dimensione di base è 1,20 x 0,50 metri, dove l'unica variazione corrisponde con il giunto termico in prossimità del nono asse della griglia dei pilastri, dove troviamo un doppio pilastro di dimensioni 1,20 x 0,30 metri distanziato l'uno dall'altro di 3 centimetri. Quest'area totale di 650 m² risulta, a quota 0.00, priva di setti divisorii sia in direzione nord – sud che come tamponamento sul prospetto più esterno, definendo come già visto un'area coperta pedonale in continuità con il resto dell'impianto. La struttura prosegue in maniera identica per formare i seguenti livelli, a quota 5,75, a quota 9,45 e a quota 14,86 con il raggiungimento della copertura. Tutti questi solai, compreso il tetto piano, sono formati dalla stessa tipologia di solaio analizzata in precedenza al punto 5.2 per la tribuna est, ossia solaio in calcestruzzo armato alleggerito predalles con direzione est – ovest di lunghezza 6,00 metri e larghezza 1,20 metri, fatta eccezione per la lastra più esterna larga 0,7 metri (**figura 4.42.**).

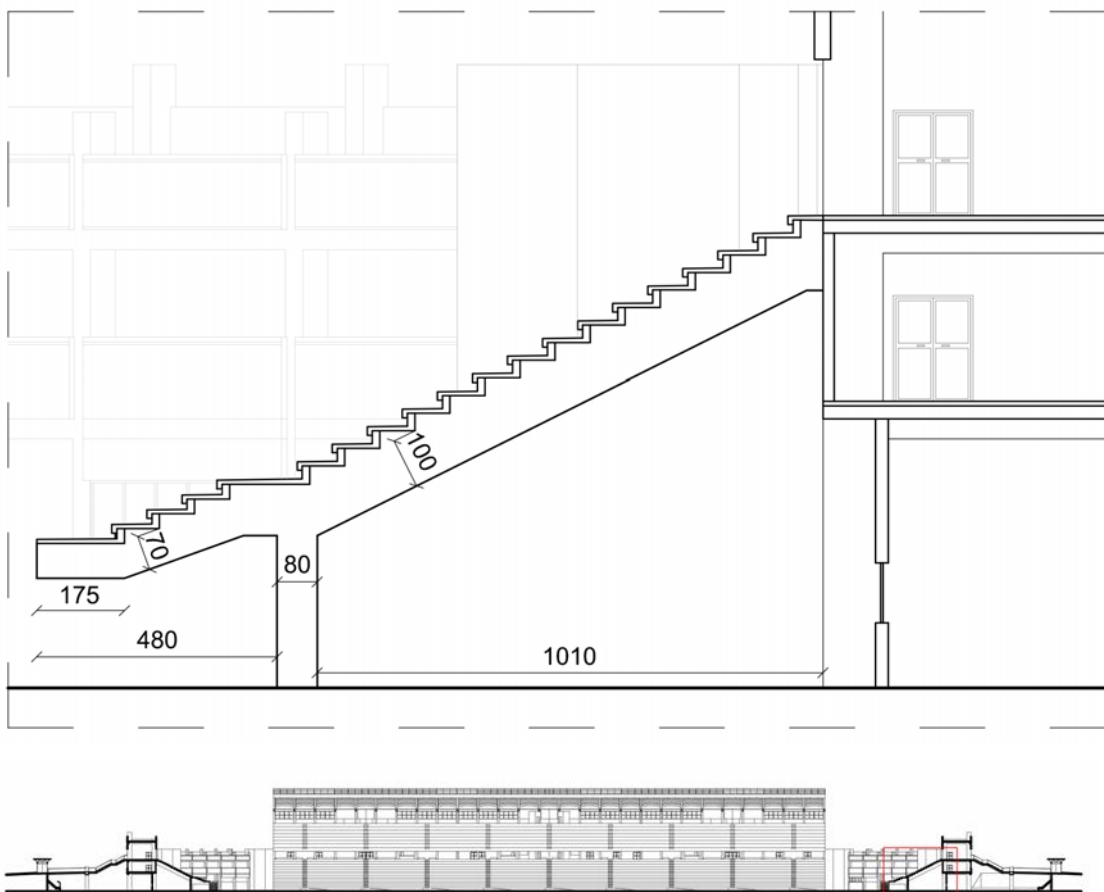


Figura 4.42.

*Dettaglio trave di sostegni gradinata
Prospetto Tribuna Sud*

Le gradinate, a differenza della tribuna Est, appoggiano su di un'unica fila di pilastri 0,80 x 0,50 metri distante 10,1 metri da quella più interna reggente il blocco chiuso di questa zona di stadio. La trave che collega questi due pilastri ha sezione variabile, essendo spessa 1,00 metri fino al raggiungimento dell'ultimo pilastro a quota 4,09 metri, per poi procedere a sbalzo con uno spessore di 0,70 metri e raggiungendo una quota finale di 3,00 metri. Questa successione di travi ogni 6,00 metri permette l'appoggio di lastre di calcestruzzo armato larghe 0,70 metri dello spessore di dieci centimetri circa, avendo un profilo a sezione variabile.

4.4.6. Corpo di collegamento

Sebbene i quattro corpi di collegamento dello stadia abbiano ognuno una propria caratteristica architettonica, come precedentemente descritto nel paragrafo 4.4.4, lo scheletro strutturale di ognuno di questi impianti risulta uguale. Possiamo dividerlo in tre differenti settori, che poi andranno a ripetersi ad ognuna delle due quote superiori. Il primo riguarda il diretto collegamento con la tribuna corta precedentemente affrontata, Sud o Nord. Esso è composto da un primo solaio a forma di quadrilatero, sorretto da 3 elementi, un pilastro 1,20 x 0,50 metri addossato alla tribuna, un pilastro ad L formato da due profili 2,05 x 0,30 e 0,70 x 0,53 uniti (**figura 4.43.**), ed il lato più esterno del semi ottagono che descriveremo in seguito. Questo solaio, per la sua forma irregolare, risulta l'unica tipologia non composta da predalles, ma è in calcestruzzo armato non alleggerito di spessore sempre 0,26 metri.

Adiacente a questo troviamo il primo dei due solai sorretto dai semi ottagoni, setti di calcestruzzo armato dello spessore di 0,30 metri. C'è da specificare che il lato più interno del semi ottagono cade in prossimità del giunto termico di questo corpo, che implica la necessità di separare il setto di 0,30 metri dall'adiacente pilastro 0,50 x 0,60 di 3 centimetri. Stesso discorso nel pilastro esterno corrispondente, che da profilo ad L passa ad essere composto da due rettangoli separati dal giunto termico, uno di dimensioni 2,05 x 0,30 metri e quello più interno 0,70 x 0,50 metri. Il solaio retto da questa struttura è formata nella parte centrale regolare da struttura predalles, mentre per la parte retrostante corrispondente al semi ottagono esso non è composto da lastre ma è un tipico solaio in calcestruzzo armato non alleggerito.

Da questo punto parte il settore centrale, composto da due file distanti tra loro 7,00 metri di pilastri 0,60 x 0,50 metri con passo 6,00 metri, che si ripetono per quattro volte delimitando aree di 46 m² ciascuna. Tutti questi solai rettangolari regolari hanno lo stesso schema di quelli visti in precedenza.

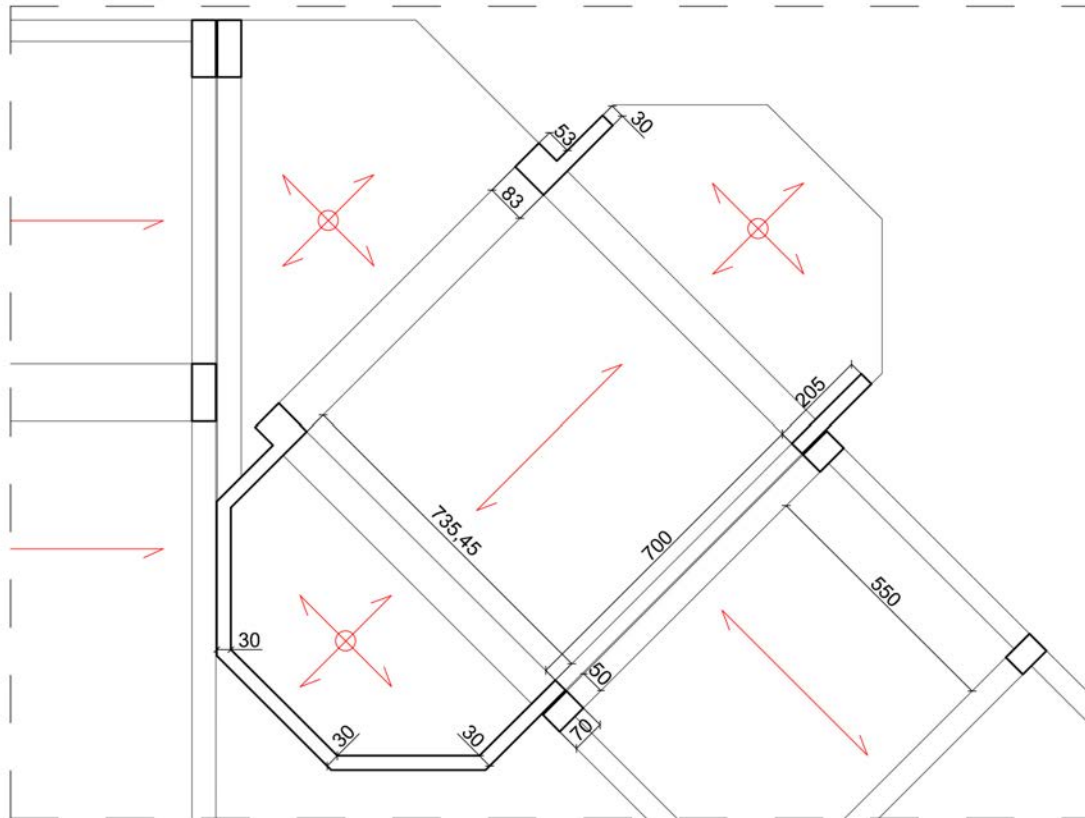
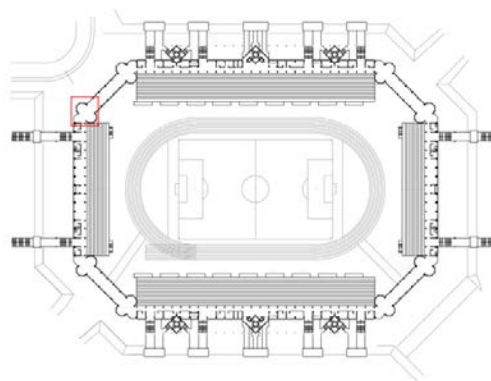


Figura 4.43.

*Dettaglio corpo di collegamento
Corpo di collegamento Nord - Est*



A questo punto della struttura, per il collegamento con la tribuna lunga Est o Ovest è necessario replicare quella descritta all'inizio di questo paragrafo, con il solaio sorretto dal semi ottagonone e dai due pilastri ad L dotati, nella parte più a destra, dal giunto termico, e concluso con il solaio quadrangolare in calcestruzzo armato.

Per concludere la descrizione di questo corpo si può sintetizzare così: un corpo centrale rettangolare composto da pilastri regolari 0,60 x 0,50 con passo 6,00 metri. Ai suoi estremi troviamo due strutture identiche ma speculari separate dal settore centrale per mezzo di due giunti termici di 3 centimetri ognuno. Queste strutture sono formate, nel tratto più interno, da due pilastri a L ed un semi ottagonone composto da quattro setti di spessore 0,30 metri. Adiacente a questo si trova l'ultimo solaio a forma quadrangolare separato anch'esso dalle adiacenti tribune, corta da una parte e lunga dall'altra, tramite una distanza di 3 centimetri sufficiente ad isolare termicamente questa sezione di stadio.

4.4.7. Ponti pedonali

Tutti i ponti pedonali della struttura sono strutturalmente composti dagli stessi elementi. La soletta spessa 0,28 metri di calcestruzzo a livello del terrapieno è sostenuta da tre setti a forma di U, con i due setti paralleli lunghi 3,40 metri e di spessore 0,25 metri, mentre il setto di raccordo dei due è lungo 6,00 x 0,40 metri. Questo sistema di supporto è necessario per assicurare la stabilità della piattaforma di accesso ospitante il primo punto di controllo all'accesso dello stadio. E' pertanto evidente quali possano essere le necessità strutturali di una passerella che, benché adagiata sul terrapieno, sia fortemente sollecitata da un'alta concentrazione di persone nello stesso istante.

Da questa struttura, alla quota di 5,45 metri, si protende la vera e propria passerella aerea in direzione dello stadio, composta da lastre prefabbricate in calcestruzzo armato alleggerito predalles di spessore 0,36 metri. Esse appoggiano sulla struttura già descritta e su un sistema a portale composto da due pilastri 1,00 x 0,35 metri, uniti da una trave orizzontale 1,00 x 0,42 metri. Tra i due sistemi di appoggio vi è una distanza di 11,00 metri ed una differenza di quota di 0,30 metri. Dal portale la struttura procede in direzione delle tribune con una scalinata composta da una soletta prefabbricata in calcestruzzo armato sempre di 0,36 centimetri di spessore. La luce totale tra il portale e

la Tribuna Sud è di 11,45 metri, comprendente la scalinata di 10,00 metri che permette di colmare una differenza di quota di 3,70 metri. Il dettaglio della giunzione tra solai o scale prefabbricate e le relative travi di appoggio è realizzato con un sistema a sella, grazie alla geometria apposita della trave (figura 4.44).

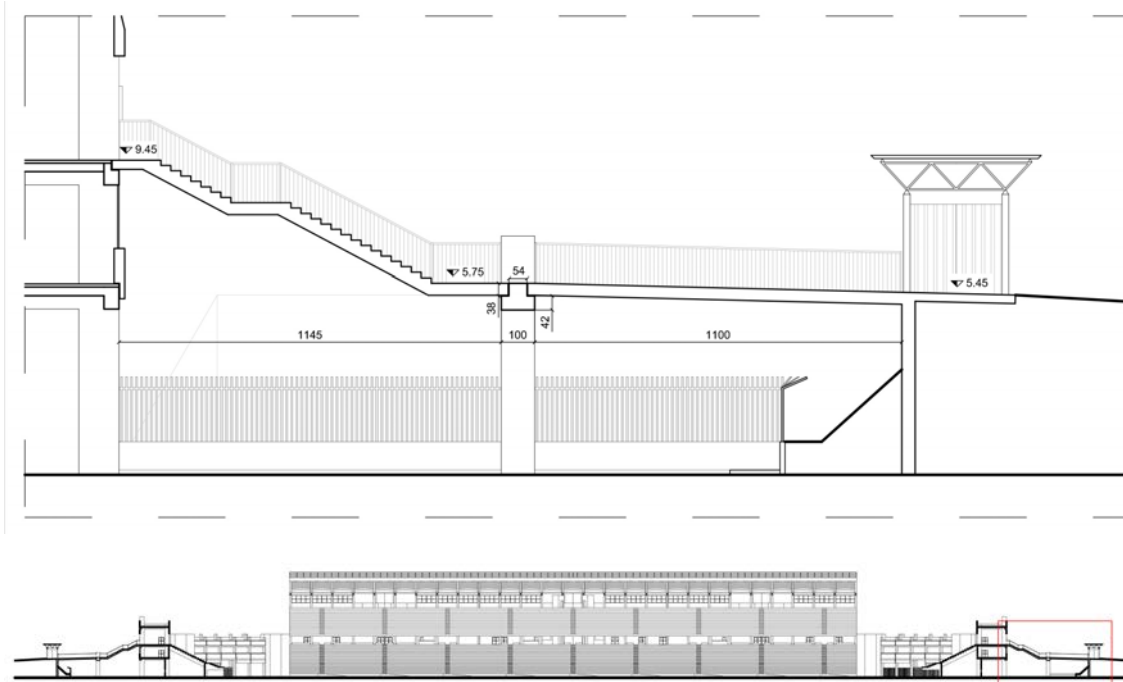


Figura 4.44.
*Dettaglio ponte pedonale
Tribuna Sud*

CAPITOLO 5

ANALISI STRUTTURALE

5.1. METODO UTILIZZATO

L'analisi strutturale è stata suddivisa in due parti, l'analisi statica e l'analisi sismica, ai fini di realizzare le relative verifiche strutturali dell'impianto e valutarne la compatibilità con le attuali norme di riferimento sulla sicurezza strutturale. Il metodo impiegato per fare ciò comprende l'utilizzo di un software di calcolo, nello specifico Straus7 versione 2.3, in seguito ad una serie di idealizzazioni opportune al problema trattato. Esse riguardano principalmente la geometria e la relativa creazione del modello di calcolo, il comportamento strutturale ed i materiali caratterizzanti l'edificio.

L'analisi agli elementi finiti si sviluppa in tre fasi; *pre-processing*, *processing* e *post-processing*. La fase di *pre-processing* riguarda la costruzione del modello agli elementi finiti svolta tramite l'interfaccia che il software mette a disposizione, la quale viene approfondita in dettaglio nel paragrafo 5.2. Il *processing* tratta la vera e propria parte relativa alla risoluzione del problema agli elementi finiti, relativo quindi all'analisi statica lineare (paragrafo 5.5) e all'analisi dinamica lineare (paragrafo 5.7). L'ultima fase, il *post-processing*, interessa invece la rappresentazione delle soluzioni del problema in questione, sia come spostamenti strutturali sia come tensioni. E' dunque evidente come *pre* e *post-processing* dipendano dall'interfaccia del software, e quindi dalle possibilità offerte sia in fase di modellazione, sia in fase di analisi dei risultati ottenuti.

Come accennato in precedenza l'analisi agli elementi finiti utilizzati nella soluzione al problema il metodo agli elementi finiti (FEM: Finite Element Method), tecnica numerica di approssimazione per risolvere problemi composti da equazioni differenziali alle derivate parziali, ricondotte ad un sistema di equazioni algebriche. Il metodo viene applicato a corpi divisibili in componenti di dimensione contenuta e aventi forma definita. Utilizzando una griglia, definita *mesh*, è possibile scomporre gli elementi 2D in triangoli e quadrilateri, e quelli 3D in tetraedri ed esaedri. La combinazione lineare

delle funzioni di forma esprime la soluzione del problema composto da tutti questi elementi elementari. Per le sue caratteristiche il metodo agli elementi finiti viene impiegato principalmente per la risoluzione di problemi di tipo lineare, come sforzo – deformazione in campo elastico e diffusione del calore, ma anche per soluzioni più complesse come il comportamento dei materiali in campo plastico o visco-plastico.

5.2. CREAZIONE DEL MODELLO

Per la creazione del modello si è fatto riferimento a piante, prospetti e sezioni elaborati in precedenza tramite Autocad, poichè forniscono indicazioni fondamentali sulla geometria degli elementi oltre che sullo stadio in sé. Nella schematizzazione dell'edificio sono state adottate alcune semplificazioni per alleggerire il solutore in fase di calcolo. Per prima cosa le fondazioni non sono state riprodotte ma, come vedremo successivamente, sono state simulate mediante l'ausilio di vincoli. Si è inoltre deciso di considerare gli impalcati infinitamente rigidi nel proprio piano, grazie alla loro composizione e ad una rigidezza flessionale infinitamente più grande di quella degli elementi verticali. Infine, tutti gli elementi non strutturali, come tamponature, tramezze interne e impianti, non sono stati modellati, ma considerati esclusivamente in fase di carico.

La prima operazione condotta è stata la creazione dei nodi degli elementi situati a quota 0,00, che sono stati posizionati lungo l'asse baricentrico degli elementi stessi. Grazie ad una parziale ripetitività in altezza, mediante il comando 'copy by increment', è stato possibile ricavare i nodi a tutte le altre quote (+5,75; +9,45; +14,65; +19,85), senza doverli posizionare manualmente. L'edificio, come si è già visto, è composto da più elementi; la struttura portante delle tribune è costituita da un telaio monodirezionale, che nel modello è stata riprodotta tramite elementi 'beam' (elementi in grado di reagire alle sollecitazioni assiali, flettenti e di taglio), opportunamente collegati ai nodi tracciati in precedenza. Lo stesso procedimento è stato utilizzato per i corpi di collegamento, con l'eccezione di alcuni elementi, modellati come 'plate' data la loro geometria riconducibile più ad un setto che ad un pilastro. I ponti pedonali e corpi di collegamento verticale sono costituiti da setti e pertanto, come gli elementi precedenti, sono stati modellati per mezzo di elementi 'plate'. La copertura, invece, è stata riprodotta

mediante l'utilizzo di elementi 'truss', che hanno la particolarità di supportare solamente carichi assiali simulando perfettamente il comportamento della capriata metallica.

Operazione successiva all'inserimento degli elementi è stata la definizione delle loro proprietà. Si è pertanto dovuto assegnare, ad ogni elemento, il materiale costituente e le caratteristiche geometriche di base. A causa della molteplicità di elementi presenti, come travi, pilastri e setti, è stato necessario creare un gran numero di elementi distinti, ognuno con le sue specifiche proprietà, al fine di ottenere un risultato pressochè identico alle condizioni reali. Questa operazione ha richiesto del tempo in quanto il software non fornisce una libreria completa di materiali tra cui scegliere. Tutti i materiali non presenti, infatti, sono stati creati esternamente e successivamente importati in Straus7 ed assegnati ai rispettivi elementi.

Completata la fase di inserimento delle proprietà, si è passati a posizionare i vincoli della struttura. Ai nodi a quota 0,00 è stata assegnata la condizione di incastro perfetto tramite il comando 'fix'. Operando in tal modo, la fondazione è stata considerata unica e posta a livello del piano di campagna.

Prima di procedere all'applicazione dei carichi gravanti sulla struttura è stato necessario creare le varie condizioni di carico per la realizzazione delle combinazioni previste dalla normativa. Le condizioni utilizzate sono le seguenti:

- g peso proprio degli elementi;
- G_1 carichi strutturali permanenti;
- G_2 carichi strutturali non permanenti;
- Q carico accidentali;
- Q_{neve} carico della neve;
- W_+ vento in pressione;
- W_- vento in depressione;

In fase di carico, si è deciso di non modellare i solai ma di assegnare i carichi direttamente alle travi sotto forma di forze uniformemente distribuite. Lo stesso procedimento è stato utilizzato per i setti dei corpi di collegamento verticale e dei ponti pedonali.

Per l'analisi modale, che vedremo successivamente, i pesi ed i carichi sono stati espressi in termini di massa. I solai, in questo caso, sono stati tenuti in conto mediante l'inserimento di un vincolo mutuo di rigidità tra i nodi (rigid link) del telaio spaziale che giacciono sullo stesso piano, riproducendo l'ipotesi di impalcato rigido. Al nodo principale (nodo master), che collega tutti gli altri (slave), è stata assegnata una massa traslazionale, ed a questa tutti i pesi ed i carichi che gravano su tale impalcato. Come ultimo passaggio, al fine di ottenere risultati più attendibili, si è 'meshato' l'intero modello, riducendo gli elementi beam, truss e plate in sottoelementi, detti appunto elementi finiti.

5.3 CARATTERISTICHE MECCANICHE DEI MATERIALI

Questa fase ha come scopo quello di conoscere i parametri meccanici dell'edificio, al fine di realizzare il modello della struttura per determinarne la capacità portante. Non essendoci stata la possibilità di effettuare prove di alcun genere, ci si è attenuti a quanto riportato nella tavole di progetto, che risultano esaustive sotto molti punti di vista, sia geometrici che di dettaglio. Lo stadio è costituito quasi interamente da calcestruzzo, tranne per la copertura delle tribune che è metallica. Nonostante l'utilizzo quasi esclusivo di calcestruzzo, le caratteristiche meccaniche degli elementi sono molto diverse tra loro, date le differenti classi di resistenza impiegate. Per pilastri e scale si è deciso di utilizzare una classe di resistenza pari a 300 kg/cm^2 che, nella normativa vigente, corrisponde ad una classe C 25/30. Per i gradoni, invece, la classe di resistenza è la più alta tra quelle presenti nello stadio e, più precisamente, hanno una resistenza a compressione pari a 400 kg/cm^2 . Tutti i restanti elementi, quali travi, ponti pedonali, vani scala e solai hanno una classe di resistenza intermedia pari a 350 kg/cm^2 . Riassumendo le principali caratteristiche sono:

Classe	Resistenza cubica a compressione R_{ck} [N/mm ²]	Resistenza cilindrica a compressione $f_{ck} = 0,83 * R_{ck}$ [N/mm ²]	Resistenza media a compressione $f_{cm} = f_{ck} + 8$ [N/mm ²]	Coeff. parziale di sicurezza γ_c	Resistenza di calcolo a compressione $f_{cd} = (0,85 * f_{ck}) / \gamma_c$ [N/mm ²]	Resistenza di calcolo ridotta f_{cd} [N/mm ²]	Modulo di elasticità E_c [N/mm ²]
C 25/30	30	25	33	1,5	14,17	10,50	31476
C 28/35	35	28	36		15,87	11,75	32308
C 32/40	40	32	40		18,13	13,43	33345

Per l'acciaio d'armatura, invece, sono state utilizzate due diverse tipologie, con caratteristiche meccaniche ben precise, e fissate nel Prospetto 2-I del D.M.'96 "Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche". In questo caso non è possibile trovare una corrispondenza con le NTC 2008, pertanto ci si deve rifare ai valori reperiti all'interno della Decreto sopra citato. Nello specifico l'acciaio FeB44k e l'acciaio FeB38k presentano le seguenti caratteristiche:

Tipologia	Tensione caratteristica di snervamento f_{yk} [N/mm ²]	Tensione caratteristica a rottura f_{tk} [N/mm ²]	Coeff. parziale sicurezza γ_s	Fattore di confidenza FC	Resistenza di calcolo $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$ [N/mm ²]	Resistenza di calcolo ridotta f_{yd} [N/mm ²]	Modulo di elasticità E_s [N/mm ²]
FeB44k	430	540	1,15	1,35	374	277	210000
FeB38k	375	450			326	242	

Infine, il valore del fattore di confidenza FC, che consente di ricavare le resistenze di calcolo da utilizzare, è stato definito in relazione al livello di conoscenza del manufatto. Nel caso in questione si assume un livello di conoscenza LC1 al quale corrisponde un valore di FC pari a 1,35.

5.4. AZIONI SULLA COSTRUZIONE

5.4.1. Carichi statici

La valutazione dei carichi agenti è stata condotta sulla base delle NTC 2008, con particolare riferimento al § 2.5.1.3. Sono state considerate le seguenti categorie di azioni:

- Permanenti (G): azioni che agiscono durante tutta la vita nominale della costruzione, la cui variazione di intensità nel tempo è così piccola e lenta da poterle considerare con sufficiente approssimazione costanti nel tempo. Queste si suddividono in:
 - Peso proprio di tutti gli elementi strutturali (G_1);
 - Peso proprio di tutti gli elementi non strutturali (G_2);
- Variabili (Q): azioni sulla struttura o sull'elemento strutturale con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel tempo;
- Sismiche (E): azioni derivanti dai terremoti.

5.4.1.1. Tribune e corpi di collegamento

Come già visto al capitolo 4 (rilievo strutturale), i solai, in calcestruzzo alleggerito, si ripetono in maniera pressoché identica in tutte le tribune e a tutte le quote, eccezione fatta per alcuni rivestimenti come pavimentazioni e guaine.

I carichi permanenti (G) sono stati assunti in base alla tavole di progetto, rinvenute presso l'Archivio Generale di Padova, che forniscono informazioni esaustive sulla tipologia strutturale e sulla geometria dei solai. Per quanto riguarda i pannelli di rivestimento esterni, invece, è stato necessario un sopralluogo per capire come e dove

questi si ancorassero alla struttura. Se ne è dedotto che il loro intero peso viene scaricato sulle travi di bordo e pertanto non computabile tra i carichi permanenti del solaio.

Per una lettura più facile e veloce di tutti gli elementi e delle loro differenze sono state elaborate delle 'Schede dei carichi', che forniscono un riassunto di tutti i carichi gravanti su ogni solaio, nonché della loro tipologia costruttiva e della quota a cui si trovano. Grazie a questo lavoro è stato possibile ricavare la seguente tabella:

POSIZIONE	QUOTA [m]	MATERIALE	G1 [N/m ²]	G2 [N/m ²]
Tribuna est	5,75	Predalles	3350	3500
	9,45			4000
	14,65			3500
	19,85			2500
	1° anello	Calcestruzzo	3750	500
	2° anello			500
Tribuna sud	5,75	Predalles	3350	3500
	9,45			4000
	14,65			2450
	1° anello	Calcestruzzo	3750	500
Corpo collegamento	5,75	Predalles	3350	2000
	9,45			2500
Spicchio collegamento	5,75	Calcestruzzo	6000	2000
	9,45			2500

Nella tabella non compaiono i carichi variabili (Q) che dipendono dalla destinazione d'uso di ogni singolo solaio. Per le aree riservate ad uffici (si veda capitolo 4), che non sono aperti al pubblico, la norma, nella Tabella 3.1.II, fornisce una precisa categoria di riferimento (B1), mentre, per le zone riservate agli spettatori, non viene fornita una indicazione precisa. Per valutare al meglio il carico variabile per le suddette aree, si è deciso di fare riferimento alla relazione di calcolo del 'Nuovo Stadio Friuli', dove viene assunta la categoria C3, riferita ad ambienti suscettibili di affollamento. Infine è stato trattato il caso particolare delle tribune nord/sud e dei vari corpi di collegamento, in cui l'ultimo solaio funge da copertura. Non essendo praticabile, viene considerata una categoria H1 relativa a coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione.

Nella tabella seguente si riportano, in sintesi, i carichi variabili per i vari solai ed i relativi coefficienti di combinazione.

CATEGORIA	AMBIENTI	q_k [kN/m ²]	Ψ_{0j}	Ψ_{2j}
B1	Uffici non aperti al pubblico	2,00	0,7	0,3
C3	Ambienti suscettibili di affollamento	5,00	0,7	0,6
H1	Coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione	0,5	0,0	0,0

Dove:

q_k è il valore dei carichi verticali uniformemente distribuiti;

Ψ_{0j} è il coefficiente di combinazione delle azioni variabili utilizzato nella combinazione fondamentale;

Ψ_{2j} è il coefficiente di combinazione delle azioni variabili utilizzato nella combinazione sismica.

5.4.1.2. Corpi di collegamento verticali

La valutazione dei carichi degli elementi di collegamento verticali è stata condotta sempre con riferimento alle tavole di progetto, dalle quali si può notare che le due rampe di scale, che salgono in maniera concentrica, sono di calcestruzzo pieno e non alleggerito come nel caso delle tribune. In questo paragrafo vengono anche considerati

gli elementi di raccordo tra le tribune e i corpi di collegamento verticali stessi, dato che sono sempre in calcestruzzo e soggetti agli stessi carichi variabili.

Come visto in precedenza, anche in questo caso, i carichi variabili sono stati oggetto di analisi poiché non esplicitati nelle tavole di progetto. E' stata pertanto considerata la medesima destinazione d'uso degli spalti e il conseguente carico variabile Q , di cui ci riportano le indicazioni nella tabella del paragrafo precedente.

5.4.1.3. Ponti pedonali

I numerosi elementi che costituiscono i ponti pedonali rendono più articolata la valutazione dei carichi agenti, in particolar modo di quelli permanenti. Sempre con riferimento alle tavole di progetto, si è deciso di suddividere in 5 elementi i ponti pedonali (figura 5.1) relativi alle tribune est/ovest ed in 3 quelli delle tribune nord/sud, mantenendo la stessa numerazione per parti che risultino identiche per geometria e tipologia costruttiva.

Essendo questi elementi privi di copertura, è stato necessario tenere in considerazione, per quanto riguarda i carichi variabili, anche dell'azione della neve che andiamo ora ad analizzare.

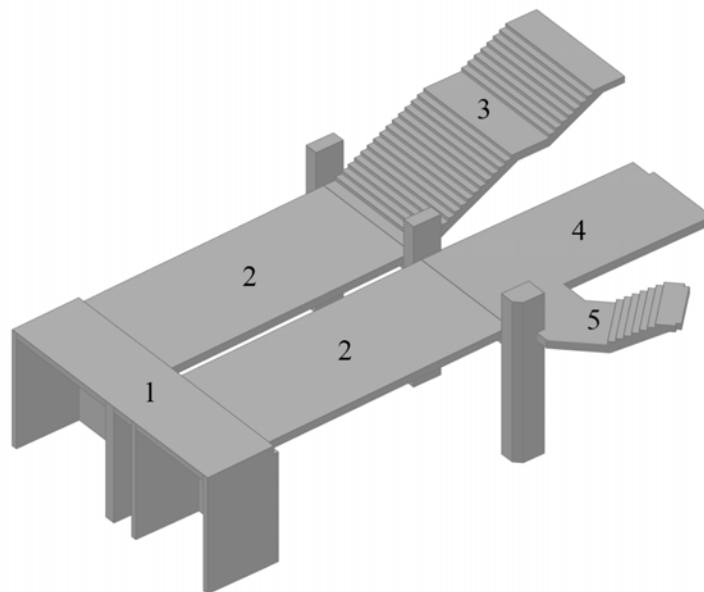


Figura 5.1.
Suddivisione delle aree dei ponti pedonali

5.4.2. Carico Neve

Il carico provocato dalla neve sulle coperture sarà valutato mediante l'espressione:

$$q_s = \mu_i * q_{sk} * C_E * C_t$$

dove:

q_s è il carico neve sulla copertura;

μ_i è il coefficiente di forma della copertura, fornito al § 3.4.5 delle NTC;

q_{sk} è il valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo [kN/m^2], fornito al successivo § 3.4.2 per un periodo di ritorno di 50 anni;

C_E è il coefficiente di esposizione di cui al § 3.4.3;

C_t è il coefficiente termico di cui al § 3.4.4.

Si ipotizza che il carico agisca in direzione verticale e lo si riferisce alla proiezione orizzontale della superficie della copertura.

Il carico neve al suolo dipende dalle condizioni locali di clima e di esposizione, considerata la variabilità delle precipitazioni da zona a zona. L'altitudine di riferimento a_s è la quota del suolo sul livello del mare nel sito di realizzazione dell'edificio. I valori caratteristici minimi del carico della neve nel nostro caso sono quelli relativi alla zona II. Più precisamente, sorgendo l'edificio a Padova, ed essendo $a_s = 12$ metri, si ricava che:

$$q_{sk} = 1,00 \text{ kN/m}^2 \quad \text{se } a_s \leq 200 \text{ metri}$$

Restano ora da valutare gli altri tre coefficienti. Il coefficiente di forma μ_i della copertura è da assumersi pari a 0,8 poiché, in conformità con il § 3.4.5.1 delle NTC 2008, l'angolo di inclinazione risulta compreso tra 0° e 30° in tutte le zone dell'edificio.

Il coefficiente di esposizione C_E può essere utilizzato per modificare il valore del carico neve in copertura in funzione delle caratteristiche specifiche dell'area in cui sorge l'opera. Trovandoci in presenza di un edificio in un'area pressoché libera e pianeggiante si è deciso di assumere un valore di $C_E = 0,9$.

Il coefficiente termico C_t può essere utilizzato per tenere conto della riduzione del carico neve a causa dello scioglimento della stessa, causata dalla perdita di calore della costruzione. Tale coefficiente tiene conto delle proprietà di isolamento termico utilizzato in copertura. In assenza di uno specifico e documentato studio si è assunto $C_t = 1$.

Il carico provocato dalla neve nei confronti degli elementi di copertura e dei ponti pedonali risulta pari a:

$$q_s = 0,8 * 1,00 * 0,9 * 1 = 0,72 \text{ kN/m}^2$$

5.4.3. Azione del vento

Il vento, la cui direzione si considera generalmente orizzontale, esercita sulle costruzioni azioni che variano nel tempo e nello spazio provocando, in generale, effetti dinamici. Le azioni statiche che ne derivano sono costituite da pressioni e depressioni agenti normalmente alla superfici degli elementi che compongono la costruzione. Nel caso dello Stadio Euganeo l'azione del vento è stata considerata solo sull'elemento di copertura, che viene considerato come una pensilina, a causa del rapporto tra l'altezza dal suolo in cui si trova e la sua dimensione in pianta. La pressione del vento applicata è stata ricavata dalla seguente espressione:

$$p = q_b * c_e * c_p * c_d$$

dove:

q_b è la pressione cinetica di riferimento;

c_e è il coefficiente di esposizione;

c_p è il coefficiente di forma, funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento;

c_d è il coefficiente dinamico con cui si tiene conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alle vibrazioni strutturali.

La pressione cinetica di riferimento è determinata mediante l'espressione:

$$q_b = 0,5 * \rho * v_b^2 = 390,625 \text{ N/m}^2$$

dove:

ρ è la pressione del vento assunta pari a $1,25 \text{ kg/m}^3$

v_b è la velocità di riferimento del vento che, per il sito considerato, è pari a 25 m/s (ricavata dalla tabella 3.3.I del § 3.3.2)

Il coefficiente di esposizione c_e dipende invece dall'altezza z sul suolo del punto considerato che, nel nostro caso, risulta pari a $28,5\text{m}$, avendo considerato l'azione del vento solo sull'elemento di copertura, dalla topografia del terreno e dalla categoria di esposizione del sito. Mediante la seguente espressione:

$$c_e(z) = k_r^2 * c_t * \ln(z/z_0) * [7 + c_t * \ln(z/z_0)] \quad \text{per } z \geq z_{\min}$$

dove:

k_r , z_0 , z_{\min} sono forniti dalla normativa in funzione di alcuni parametri e, per il caso considerato risultano rispettivamente pari a $0,2$ $0,10$ 5

5.4.4. Azione sismica

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla 'pericolosità sismica di base' del sito di costruzione. Essa costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche. Mediante il software 'Excel – Spettri NTC v.1.1.0.3', messo a disposizione dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, è stato possibile ricavare i dati che sono successivamente stati utilizzati per l'analisi. Il programma si suddivide in tre fasi. Nella prima sono richieste informazioni per localizzare il sito, che possono essere inserite o mediante la ricerca per 'Comune' o, più precisamente, mediante latitudine e longitudine. Essendo note le coordinate del sito si è preferito utilizzare quest'ultime al fine di ottenere risultati più precisi, dato che il sito si trova nel comune di Padova ma limitrofo a quello di Limena. Nella seconda fase, invece, vengono richieste informazioni riguardanti l'edificio stesso, ovvero vengono richieste vita nominale (V_N) e classe d'uso dell'edificio (C_U). La vita nominale di un'opera strutturale è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata. Come indicato

nell'introduzione, lo Stadio Euganeo è stato individuato come possibile edificio strategico per le aree di accoglienza Di.coma.C in caso di evento sismico e, di conseguenza, la sua $V_N \geq 50$ anni. Allo stesso modo la classe d'uso che ne consegue è la classe IV, alla quale corrisponde un coefficiente $C_U = 2,0$ (secondo la Tabella 2.4.II delle NTC 2008). A questo punto viene calcolata in automatico la vita di riferimento $V_R = V_N * C_U = 100$, che serve per calcolare il periodo di ritorno mediante l'espressione:

$$T_R = -V_R * C_U / \ln * (1 - P_{VR}) = 949 \text{ anni}$$

A seconda dello stato limite considerato, al quale corrisponde una diversa probabilità di superamento (P_{VR}), si ottiene un diverso tempo di ritorno. Vengono riportati i valori estratti dal programma:

STATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_C^* [s]
SLO	60	0,041	2,550	0,266
SLD	101	0,050	2,527	0,293
SLV	949	0,117	2,550	0,343
SLC	1950	0,147	2,597	0,350

Gli altri tre parametri che compaiono nella tabella sono:

a_g accelerazione orizzontale massima al sito;

F_0 valore massimo del fattore massimo di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

T_C^* periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

La terza ed ultima fase consente di inserire i valori relativi allora stato limite considerato, la categoria del sottosuolo, la categoria topografica e il valore del fattore di struttura q .

Viene considerato lo stato limite di salvaguardia della vita (SLV), una categoria di sottosuolo C, *'Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a*

grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < NSPT_{,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina) e una categoria topografica T1 ‘*Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$* ’. Il valore del fattore di struttura q , da utilizzare per ciascuna direzione dell’azione sismica, è definito da:

$$q = q_0 * K_R$$

dove:

q_0 è il valore massimo del fattore di struttura che dipende dal livello di duttilità attesa, dalla tipologia strutturale e dal rapporto α_u/α_1 tra il valore dell’azione sismica per il quale si verifica la formazione di un numero di cerniere plastiche tali da rendere la struttura labile e quello per il quale il primo elemento strutturale raggiunge la plasticizzazione a flessione;

K_R è un fattore riduttivo che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione, con valore pari ad 1 per costruzioni regolari in altezza e pari a 0,8 per costruzioni non regolari in altezza.

Per le costruzioni non regolari in pianta, si possono adottare valori di α_u/α_1 pari alla media tra 1,0 ed i valori di volta in volta forniti per le diverse tipologie costruttive.

Dunque, essendo l’edificio a telaio con più piani e più campate, e tenendo presente le considerazioni fatte in precedenza, si ricava che:

$$q = q_0 * K_R = 3,00 * 1,15 * 0,8 = 2,76.$$

A questo punto il programma calcola in automatico altri parametri necessari e fornisce come output le azioni sismiche da utilizzare.

5.4.5. Combinazione delle azioni

Ai fine delle verifiche agli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni.

- Combinazione fondamentale, generalmente usata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} * G_1 + \gamma_{G2} * G_2 + \gamma_P * P + \gamma_{Q1} * Q_{k1} + \gamma_{Q2} * \psi_{02} * Q_{k2} + \gamma_{Q3} * \psi_{03} * Q_k + \dots$$
- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} * Q_{k1} + \psi_{22} * Q_{k2} + \dots$$

I coefficienti della combinazione fondamentale risultano i seguenti:

		Coefficiente γ	A1 STR
Carichi permanenti	Favorevoli sfavorevoli	γ_{G1}	1,0 1,3
Carichi permanenti non strutturali	Favorevoli sfavorevoli	γ_{G2}	0,0 1,5
Carichi variabili	Favorevoli Sfavorevoli	γ_{Qi}	0,0 1,5

Per la combinazione sismica, invece, i coefficienti riguardano solo i carichi variabili e vengono riportati in tabella a seconda della categoria:

Categoria/Azione variabile	ψ_{2j}
Categoria B Uffici	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,6
Categoria H Coperture	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,0

5.5. ANALISI STATICA

Questa analisi è stata svolta con i soli carichi statici, al fine di determinare le sollecitazioni massime degli elementi. Per fare ciò, sulla base di quanto riportato nelle NTC2008, sono state create le varie combinazioni di carico, che consentono di combinare i vari carichi mediante opportuni coefficienti. Il programma risolve la matrice di rigidezza $[K]$ e le forze applicate ai nodi $\{p\}$, determinando un sistema di equazioni di equilibrio le cui incognite sono gli spostamenti dei nodi $\{u\}$.

$$[K] \{u\} = \{p\}$$

Dal risultato di questa è possibile ricavare sforzi, tensioni e parametri della sollecitazione degli elementi dell'edificio. Inoltre, essendo l'analisi svolta in campo lineare, è possibile effettuare una semplice sovrapposizione degli effetti. Nella fase di post-processing, il solutore permette di visualizzare tutti i diagrammi necessari alla fase di verifica degli elementi. E' stato utilizzato il modello globale dello stadio (vedi **figura 5.2.**) per questo tipo di analisi, in quanto essa non impegna il software a tal punto da dover suddividere lo stadio in unità strutturali minori.

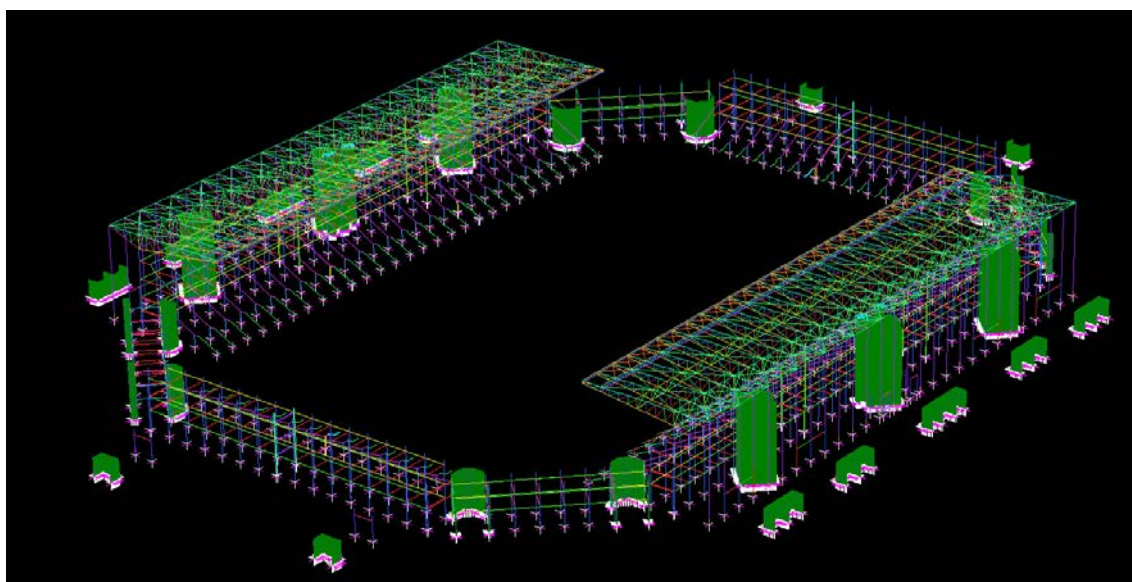


Figura 5.2.
Modello generale dello Stadio

5.6. ANALISI DINAMICA LINEARE

Per l'analisi della struttura dal punto di vista sismico, si è deciso di effettuare un'analisi dinamica e non statica a causa delle limitazioni stesse di quest'ultima analisi che concentra tutta la massa della struttura in un unico modo principale. Tale assunzione non è però realistica se non per strutture altamente regolari sia in pianta che in altezza.

L'analisi lineare può essere utilizzata per calcolare gli effetti delle azioni sismiche sia nel caso di sistemi dissipativi sia nel caso di sistemi non dissipativi. Quando si utilizza l'analisi per sistemi dissipativi, come avviene per gli stati limite ultimi, gli effetti dell'azione sismica sono calcolati riferendosi allo spettro di progetto ottenuto assumendo un fattore di struttura q maggiore dell'unità. Per edifici esistenti, secondo il § C8.7.2.4 della Circolare, il valore di q deve essere compreso tra 1,5 e 3 per i meccanismi duttili, mentre è pari a 1,5 per i meccanismi fragili. A favore di sicurezza si è deciso di utilizzare un fattore q pari a 1,5 per ambedue le tipologie di meccanismo. Questo tipo di analisi è considerata come il metodo standard per la definizione delle sollecitazioni di progetto; questo metodo, nel calcolo dei parametri di risposta del sistema, tiene conto delle caratteristiche dinamiche della struttura tramite l'utilizzo dei modi propri di vibrare, mentre l'azione sismica è modellata direttamente, attraverso lo spettro di progetto. L'analisi dinamica lineare, così come presentata al § 7.3.3.1 delle NTC, è stata quindi condotta secondo tre passaggi fondamentali:

la determinazione dei modi di vibrare "naturali" della costruzione (analisi modale); il calcolo degli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto, per ciascuno dei modi di vibrare individuati; la combinazione di questi effetti relativi a ciascun modo di vibrare.

L'analisi modale consiste nella soluzione delle equazioni del moto della costruzione, considerata elastica, in condizioni di oscillazioni libere (assenza di forzante esterna) e nella individuazione di particolari configurazioni deformate che costituiscono i modi naturali di vibrare di una costruzione. Questi modi di vibrare sono una caratteristica propria della struttura, in quanto sono individuati in assenza di alcuna forzante, e sono caratterizzati da un periodo proprio di oscillazione T , da uno smorzamento convenzionale ξ , caratteristiche proprie degli oscillatori elementari (sistemi dinamici ad

un grado di libertà), nonché da una forma. Lo smorzamento ξ , nel caso in esame, è stato assunto convenzionalmente pari al 5% per tutti i modi di vibrare.

La massa partecipante di un modo di vibrare esprime la quota parte delle forze sismiche di trascinamento, e quindi dei relativi effetti, che il singolo modo è in grado di descrivere. Per poter cogliere con sufficiente approssimazione gli effetti dell'azione sismica sulla costruzione, è opportuno considerare tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e comunque un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85%, trascurando solo i modi di vibrare meno significativi in termini di massa partecipante. Successivamente è possibile eseguire l'analisi spettrale, la quale, attraverso l'utilizzo dello spettro di risposta, consente di calcolare gli effetti massimi del terremoto sulla costruzione associati a ciascun modo di vibrare. Tuttavia, durante l'evento sismico, gli effetti massimi associati ad un modo di vibrare non si verificano generalmente nello stesso istante in cui sono massimi quelli associati ad un altro modo di vibrare; tali effetti non possono essere combinati tra di loro mediante una semplice somma ma con specifiche regole di combinazione, di natura probabilistica, che tengono conto di questo sfalsamento temporale. La normativa prevede due possibili combinazioni per l'analisi modale, la SRSS (square root of sum of squares) e la CQC (complete quadratic combination). Nel nostro caso si è deciso di utilizzare la seguente combinazione:

CQC

Questo metodo di combinazione viene utilizzato quando il periodo di vibrazione di ciascun modo non differisce di almeno il 10% da quello di tutti gli altri. Di conseguenza la possibilità che i massimi contributi modali siano correlati può essere tenuta in conto attraverso la combinazione quadratica completa (CQC):

$$E = \left(\sum_j \sum_i \rho_{ij} * E_i * E_j \right)^{1/2}$$

con:

E_j valore dell'effetto relativo al modo j ;

ρ_{ij} è il coefficiente di correlazione tra il modo i ed il modo j calcolato secondo la seguente espressione:

$$\rho_{ij} = \frac{8 * \sqrt{\xi_i * \xi_j} * (\xi_i + \beta_{ij} * \xi_j) * \beta_{ij}^{3/2}}{(1 - \beta_{ij}^2)^2 + 4\xi_i * \xi_j * \beta_{ij} + (1 + \beta_{ij}^2) + 4(\xi_i^2 - \xi_j^2) * \beta_{ij}^2}$$

ξ_i, ξ_j smorzamento viscoso convenzionale rispettivamente del modo i e j

β_{ij} è il rapporto tra l'inverso dei periodi di ciascuna coppia i-j di modi

Per le due fasi successive dell'analisi dinamica lineare è stato necessario dividere il modello globale in unità strutturali minori, riconducibili alla Tribuna Est (**figura 5.3.**) ed alla Tribuna Sud unita ai due corpi di collegamento adiacenti (**figura 5.4**) per consentire al software di elaborare le soluzioni. E' stato necessario assicurarsi che il comportamento strutturale dei corpi considerati singolarmente fosse lo stesso dei corpi nella trattazione globale del modello, paragonando i risultati dell'analisi statica globale a quella delle singole unità.

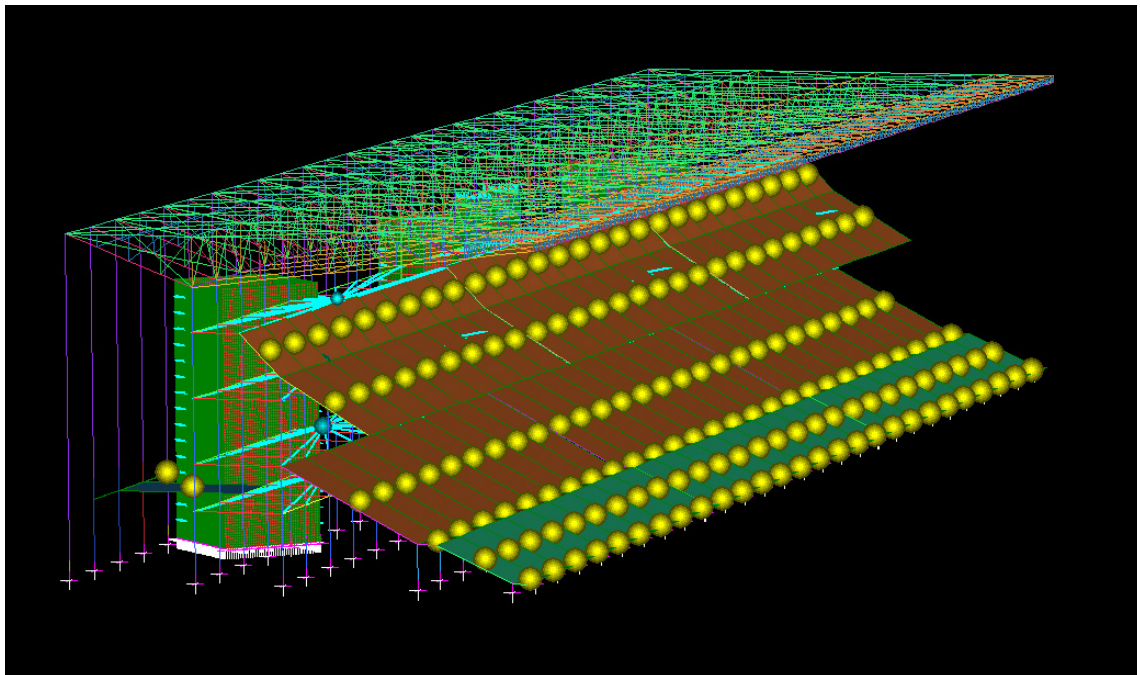


Figura 5.3.
Modello della Tribuna Est

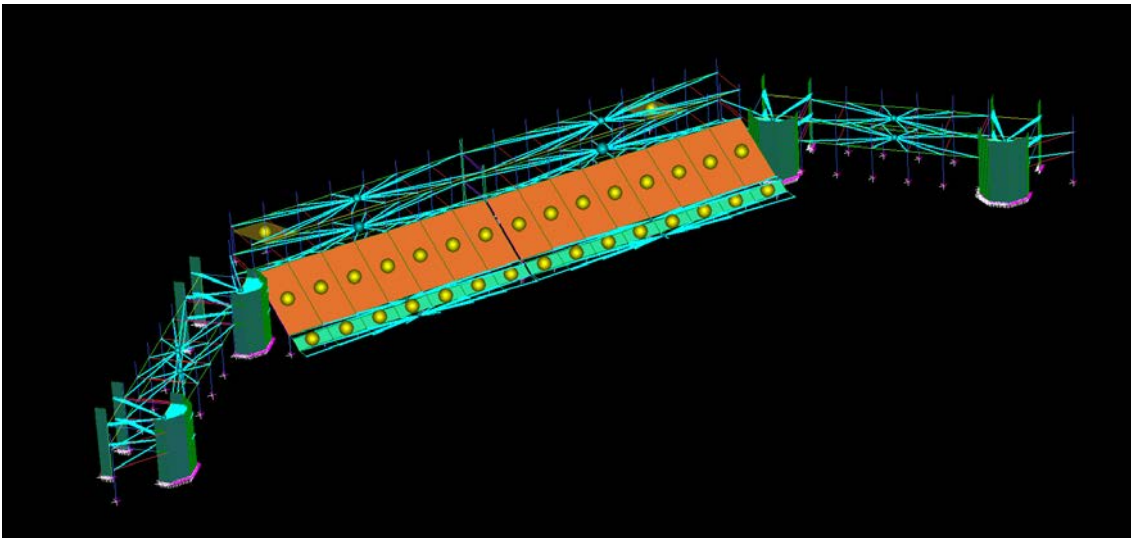


Figura 5.4.
Modello della Tribuna Sud e Corpi di Collegamento

5.6.1. Analisi modale (Natural Frequency Analysis)

Questa seconda analisi permette di definire le frequenze naturali corrispondenti ai differenti modi di vibrare della struttura e le relative masse di partecipazione. Tramite il comando “natural frequency” vengono calcolati i modi di vibrare che consentono di raggiungere le condizioni minime dettate dalla normativa, ovvero l’85% di massa partecipante in entrambe le direzioni e di considerare tutti i modi con massa partecipante superiore al 5%.

130	1.8792E+01	1.9875E+05	2.7708E+09	0.009	0.016	0.837
131	1.8862E+01	2.0957E+05	2.9437E+09	0.042	13.460	0.021
132	1.8903E+01	1.9003E+05	2.6809E+09	0.230	2.347	0.113
133	1.8924E+01	3.0713E+04	4.3422E+08	0.000	0.584	0.002
134	1.8952E+01	8.1572E+04	1.1567E+09	0.004	1.746	0.000
135	1.9166E+01	3.6072E+04	5.2308E+08	0.039	0.075	0.008
136	1.9239E+01	1.3147E+05	1.9210E+09	0.384	1.200	0.079
137	1.9270E+01	1.7170E+05	2.5170E+09	0.172	1.156	0.062
138	1.9398E+01	3.7545E+04	5.5772E+08	0.001	0.013	0.032
139	1.9439E+01	3.3744E+05	5.0340E+09	0.069	2.190	0.001
140	1.9470E+01	6.6604E+04	9.9680E+08	0.000	0.002	0.000
141	1.9695E+01	2.0630E+04	3.1592E+08	0.004	0.070	0.006
142	1.9745E+01	5.0360E+04	7.7509E+08	0.180	0.003	0.001
143	1.9864E+01	2.5849E+04	4.0265E+08	0.009	0.003	0.003
144	2.0039E+01	2.4655E+04	3.9087E+08	0.000	0.006	0.026
145	2.0176E+01	3.3411E+04	5.3695E+08	0.004	0.001	0.004
146	2.0187E+01	5.7477E+04	9.2469E+08	0.193	0.000	0.003
147	2.0422E+01	2.7745E+05	4.5682E+09	0.000	0.001	0.110
148	2.0474E+01	7.5419E+04	1.2481E+09	0.011	0.002	0.001
149	2.0563E+01	2.4706E+04	4.1243E+08	0.001	0.002	0.007
150	2.0636E+01	3.4521E+04	5.8033E+08	0.003	0.003	0.012
TOTAL TRANSLATIONAL MASS PARTICIPATION FACTORS				92.110	31.312	91.764

Figura 5.5.
Massa partecipante Tribuna Est
Risultati Natural Frequency

22	8.2678E+00	1.4698E+05	3.9664E+08	2.691	0.003	2.793
23	8.3185E+00	1.5185E+05	4.1483E+08	3.887	0.002	1.571
24	8.3185E+00	1.5185E+05	4.1483E+08	1.566	0.004	3.900
25	8.5748E+00	6.5133E+04	1.8906E+08	0.003	0.000	0.017
26	8.6171E+00	1.9709E+05	5.7776E+08	0.068	0.000	0.068
27	8.6171E+00	1.9709E+05	5.7776E+08	0.068	0.000	0.068
28	8.6395E+00	7.8118E+04	2.3019E+08	0.011	0.000	0.012
29	9.0900E+00	1.7632E+05	5.7516E+08	0.286	0.000	0.002
30	9.1255E+00	1.2491E+05	4.1063E+08	0.308	0.000	0.003
31	9.7123E+00	1.4543E+04	5.4158E+07	0.000	0.995	1.387
32	9.7229E+00	1.1986E+04	4.4734E+07	0.000	0.870	1.212
33	9.9576E+00	1.9648E+05	7.6911E+08	0.174	0.000	0.174
34	9.9576E+00	1.9648E+05	7.6911E+08	0.174	0.000	0.174
35	1.0411E+01	7.8843E+03	3.3738E+07	0.000	0.022	0.031
36	1.0425E+01	6.6201E+03	2.8405E+07	0.009	0.026	0.039
37	1.1764E+01	9.3632E+04	5.1157E+08	0.036	0.001	0.000
38	1.2125E+01	6.5068E+03	3.7764E+07	0.433	0.000	0.332
39	1.2142E+01	6.6880E+03	3.8926E+07	0.341	0.000	0.483
40	1.3459E+01	3.4387E+03	2.4592E+07	0.114	0.000	0.047
41	1.3797E+01	1.2104E+03	9.0963E+06	0.002	0.000	0.000
42	1.4145E+01	3.6396E+04	2.8748E+08	0.000	0.000	0.000
TOTAL TRANSLATIONAL MASS PARTICIPATION FACTORS				91.885	2.117	90.826

Figura 5.6.
Massa partecipante Corpi di Collegamento e Tribuna Sud
Risultati Natural Frequency

5.6.2. Analisi spettrale (Spectral Response Analysis)

Quest'ultima analisi consente di determinare la risposta della struttura soggetta ad un carico dinamico di tipo sismico. Partendo dallo spettro di eccitazione, calcolato esternamente al programma e successivamente inserito tramite il comando "Factory vs frequency/period", il software applica uno spostamento equivalente a tutti i punti con gradi di libertà fissati. L'analisi consente di calcolare gli effetti del sisma applicandolo separatamente nelle componenti principali X e Z, ed inoltre fornisce come risultati i valori massimi degli effetti per ciascuna delle due direzioni. Poiché tali valori non si verificherebbero contemporaneamente nella realtà, sono stati combinati in modo opportuno secondo lo schema CQC descritto precedentemente.

Nell'analisi dinamica lineare devono essere considerate solo le frequenze dei modi di vibrare che vanno a convergenza, per semplificare il calcolo e non aumentare gli errori nella elaborazione dei risultati. Grazie alla tabella presente in "Frequency file" è possibile eliminare tutti i modi di vibrare che non vanno a convergenza, includendo solamente quelli voluti. Nella finestra "Direction vectors", invece, si inseriscono i fattori di carico sismico, ossia la direzione dell'azione sismica da considerare nei vari casi. Per tutti i modelli ottenuti, dopo la determinazione degli effetti prodotti dal sisma, si sono determinate le otto combinazioni sommando ai valori massimi ottenuti per l'azione sismica applicata in una direzione, il 30% dei valori massimi ottenuti nell'altra direzione tenendo conto della loro non contemporaneità:

$$E = \pm EEx \pm 0.3EEz$$

$$E = \pm EEz \pm 0.3EEx$$

La terza direzione, quella verticale, non è stata tenuta in considerazione poiché il sito sorge a cavallo tra una zona sismica III e IV.

Il segno di ciascuna componente della combinazione viene scelto in modo da ottenere per l'effetto considerato la condizione più gravosa. A ciascuna combinazione vanno poi sommati i valori delle sollecitazioni ottenute per effetto dei carichi verticali e ciò viene consentito dalla linearità del modello adottato. A questo punto sono stati calcolati gli involucri massimi dei valori delle sollecitazioni risultanti dalla modellazione nei diversi beam per procedere successivamente con le verifiche relative ai diversi elementi considerati in normativa, quali pilastri, travi e setti.

5.7 RISULTATI ANALISI DINAMICA

Eseguita l'ultima analisi statica, che combina le azioni gravitazionali con quelle sismiche, è stato possibile valutare la qualità del modello attraverso un'analisi dei risultati ottenuti. Sono stati valutati dapprima i diagrammi dei parametri della sollecitazione, e successivamente gli spostamenti dei vari elementi che costituiscono le tre zone: Tribuna Est, Tribuna Sud e Corpo di collegamento. Le differenze principali tra le tribune sono dettate dalla presenza o meno di setti di irrigidimento in calcestruzzo, presenti nella Tribuna Est e in parte del Corpo di collegamento, e completamente assenti nella Tribuna Sud. La geometria dei pilastri e la loro orditura (50x120 orientati con l'asse maggiore in direzione esterno-interno allo stadio), fanno sì che il comportamento all'interno della stessa tribuna risulti piuttosto differente. Quando l'azione sismica agisce prevalentemente lungo l'asse d'inerzia maggiore dei pilastri, gli spostamenti risultano contenuti così come i parametri della sollecitazioni. Invece, quando l'azione sismica agisce prevalentemente lungo l'altro asse, gli spostamenti risultano maggiori rispetto al caso precedente e potrebbero condurre ad un numero più consistente di elementi non verificati. A questo punto sono state condotte le verifiche di resistenza sui vari elementi strutturali per valutarne il comportamento, ma soprattutto la resistenza, in caso di evento sismico.

CAPITOLO 6

VERIFICHE STRUTTURALI

6.1. INTRODUZIONE

Le verifiche degli elementi strutturali sono state effettuate con riferimento al § 4 delle NTC 2008. Il procedimento di verifica consiste nel confrontare le azioni di progetto, opportunamente combinate, ed i conseguenti valori dei parametri della sollecitazione, con i valori resistenti delle corrispondenti sezioni sollecitate. In breve viene controllato che la domanda non superi la relativa capacità in termini di resistenza.

6.2. VERIFICA ELEMENTI IN CALCESTRUZZO

6.2.1. Verifica a flessione e pressoflessione

La verifica a flessione si esegue confrontando il massimo momento agente con il momento resistente della sezione e controllando, come detto in precedenza, che la domanda non superi la corrispondente capacità in termini di resistenza:

$$M_{Ed} \leq M_{Rd}$$

Le sollecitazioni agenti sui vari elementi strutturali sono state ricavate dal modello di calcolo. Le capacità resistenti degli elementi, invece, sono state determinate in maniera differente nel caso di flessione semplice e di pressoflessione. Per il caso di semplice flessione, che generalmente caratterizza le travi, ci si è rifatti al metodo di verifica di sezioni con doppia armatura. Il procedimento si basa su due equazioni di equilibrio, una di traslazione e l'altra di rotazione. Partendo dall'equazione di equilibrio delle forze interne (traslazione), si può scrivere quanto segue:

$$F_s = F_c + F_s'$$
$$f_{yd} * A_s = f_{cu} * b * 0,8x + f_{yd} * A_s'$$

dove:

f_{yd} è la resistenza di progetto dell'acciaio

A_s e A_s' sono rispettivamente l'area dell'armatura in zona tesa ed in zona compressa

f_{cu} è la resistenza di progetto del calcestruzzo

b è la larghezza della sezione considerata

x è l'altezza della zona compressa

La seconda equazione si ottiene attraverso l'equilibrio alla rotazione delle forze interne rispetto al baricentro della zona compressa, in modo da annullare il contributo della forza F_s poiché se ne annulla il braccio:

$$M_{Rd} = F_c * (d - 0,4x) + F_s' * (d - c)$$

$$M_{Rd} = f_{cu} * b * 0,8x * (d - 0,4x) + f_{yd} * A_s' * (d - c)$$

dove:

d è l'altezza utile della sezione

c è lo spessore del copriferro

Dalla prima equazione si ricava l'altezza della zona compressa x :

$$x = \frac{f_{yd} * (A_s - A_s')}{0,8 * f_{cu} * b}$$

Sostituendo il valore che ottenuto nella seconda equazione, si ricava il momento resistente M_{Rd} . E' bene precisare che il procedimento di verifica parte da alcune ipotesi di base:

Conservazione delle sezioni piane;

Perfetta aderenza tra calcestruzzo e acciaio;

Resistenza a trazione del calcestruzzo trascurabile (nulla);

Rottura del calcestruzzo data dal raggiungimento della sua capacità deformativa ultima;

Rottura dell'armatura tesa data dal raggiungimento della sua capacità deformativa ultima;

Deformazione iniziale dell'armatura di precompressione considerata nelle relazioni di congruenza della sezione.

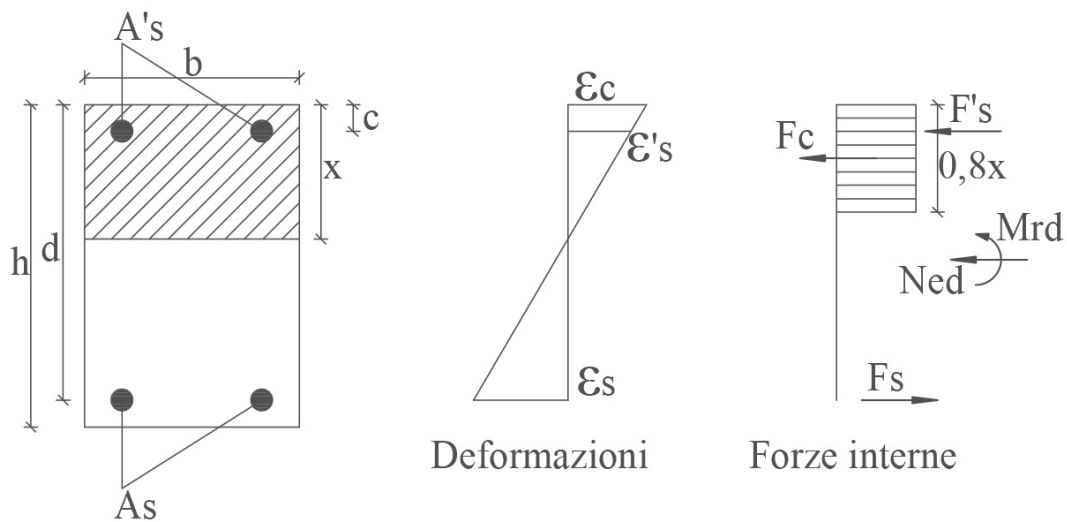


Figura 6.1.
Grafico stress-block

Le verifiche in questo primo caso sono state condotte attraverso un foglio di calcolo che consentisse di velocizzare le procedure di verifica per elementi geometricamente simili. La pressoflessione, invece, è una sollecitazione composta, caratterizzata dalla contemporanea presenza, nella generica sezione, di momento flettente (M) e di sforzo di compressione (N). Questo stato di sollecitazione è generalmente presente nei pilastri in cemento armato, anche per il solo effetto dei carichi verticali agenti sulle travi, in virtù della continuità strutturale che caratterizza i nodi trave-colonna delle strutture a telaio in cemento armato. La verifica si esegue controllando che il punto di coordinate ($N_{Ed}; M_{Ed}$) risulti compreso nel dominio di rottura della sezione, ossia al luogo geometrico descritto dalle coppie di M - N che portano la sezione in condizioni ultime. Per calcolare i domini e poter effettuare le verifiche necessarie si è utilizzato il software VcaSlu del professor Piero Gelfi.

6.2.2. Verifica a taglio

Il procedimento di verifica per le gli elementi sollecitati a taglio consiste nel verificare la relazione:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd}$$

Ovvero che la sollecitazione agente V_{Ed} , ricavata dal modello di calcolo, sia inferiore o al più uguale al valore di taglio resistente V_{Rd} . La resistenza dell'elemento strutturale è calcolata con riferimento allo schema isostatico del traliccio di Ritter-Morsch il quale è costituito da una struttura reticolare composta da un corrente compresso, corrispondente al calcestruzzo reagente a compressione, da un corrente teso, corrispondente all'armatura metallica reagente a trazione e da un reticolo di aste di parete, formate da conci compressi di calcestruzzo isolati a 45° e dalle armature trasversali tese, ovvero dalle staffe e/o i dai ferri piegati distribuiti lungo la trave. Il valore finale di resistenza da considerare per il calcolo sarà il minore tra i due:

$$V_{Rd} = \min (V_{Rsd} ; V_{Rcd})$$

Con riferimento all'armatura trasversale, si definisce la resistenza di calcolo a "taglio-trazione":

$$V_{Rsd} = 0,9 * d * \frac{A_{sw}}{s} * f_{yd} * (\cot \alpha + \cot \theta) * \sin \alpha$$

Con riferimento al calcestruzzo d'anima, si definisce la resistenza di calcolo a "taglio-compressione":

$$V_{Rcd} = 0,9 * d * b * f'_{cd} * \frac{(\cot \alpha + \cot \theta)}{1 + \cot^2 \theta}$$

dove:

d è l'altezza utile della sezione;

b è la larghezza minima della sezione;

A_{sw} è l'area dell'armatura trasversale;

s è il passo tra le armature trasversali;

f_{yd} è la resistenza di calcolo dell'acciaio;

f'_{cd} è la resistenza ridotta del calcestruzzo d'anima, pari a $0,5 f_{cd}$;

α e θ sono gli angoli di inclinazione rispetto all'asse della trave dell'armatura trasversale e dei puntoni di calcestruzzo reagenti.

6.3. VERIFICA ELEMENTI IN ACCIAIO

Nel caso degli elementi in acciaio è necessario compiere un'analisi a priori, ovvero classificare il comportamento della sezione in base alla duttilità. Dalle NTC si ricavano 4 classi che rispondono alle seguenti caratteristiche:

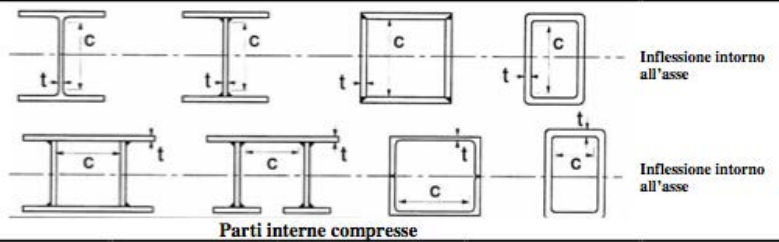
Classe 1: sezioni in grado di generare una cerniera plastica con grande capacità di rotazione;

Classe 2: sezioni in grado di generare una cerniera plastica con limitate capacità di rotazione;

Classe 3: sezioni nelle quali flange ed anime arrivano a snervarsi, ma i fenomeni di instabilità locale si innescano praticamente subito dopo lo snervamento, cosicché non è possibile generare una cerniera plastica;

Classe 4: sezioni nelle quali si hanno fenomeni di instabilità locale già in fase elastica, prima del raggiungimento dello snervamento in qualsiasi punto della sezione stessa.

La capacità di una sezione di snervarsi senza dar luogo ad instabilità locale si valuta attraverso il rapporto tra larghezza e spessore delle sue parti costituenti. La tabella 4.2.I, 4.2.II, 4.2.III della normativa riportano i parametri che una sezione deve avere per ogni classe di appartenenza:



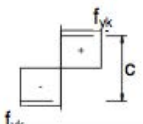
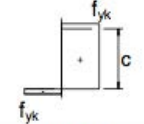
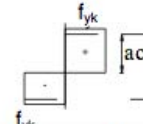
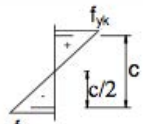
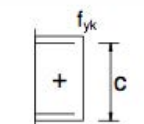
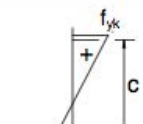
Classe	Parte soggetta a flessione	Parte soggetta a compressione	Parte soggetta a flessione e a compressione			
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)						
1	$c/t \leq 72\epsilon$	$c/t \leq 33\epsilon$	quando $\alpha > 0,5: c/t \leq \frac{396\epsilon}{13\alpha - 1}$ quando $\alpha \leq 0,5: c/t \leq \frac{36\epsilon}{\alpha}$			
2	$c/t \leq 83\epsilon$	$c/t \leq 38\epsilon$	quando $\alpha > 0,5: c/t \leq \frac{456\epsilon}{13\alpha - 1}$ quando $\alpha \leq 0,5: c/t \leq \frac{41,5\epsilon}{\alpha}$			
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)						
3	$c/t \leq 124\epsilon$	$c/t \leq 42\epsilon$	quando $\psi > -1: c/t \leq \frac{42\epsilon}{0,67 + 0,33\psi}$ quando $\psi \leq -1: c/t \leq 62\epsilon(1 - \psi)\sqrt{-\psi}$			
$\epsilon = \sqrt{235/f_{yk}}$	f_{yk}	235	275	355	420	460
	ϵ	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

Figura 6.2.
Tabella 4.2.I
- Estratto NTC2008 -

Piattabande esterne						
Profilati laminati a caldo		Sezioni saldate				
Classe	Piattabande esterne soggette a compressione	Piattabande esterne soggette a flessione e a compressione				
		Con estremità in compressione		Con estremità in trazione		
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)						
1	$c/t \leq 9\epsilon$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$			
2	$c/t \leq 10\epsilon$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$			
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)						
3	$c/t \leq 14\epsilon$	$c/t \leq 21\epsilon\sqrt{k_e}$ Per k_e vedere EN 1993-1-5				
$\epsilon = \sqrt{235/f_{yk}}$	f_{yk}	235	275	355	420	460
	ϵ	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

Figura 6.3.
Tabella 4.2.II
- Estratto NTC2008 -

Angolari						
Riferirsi anche alle piattabande esterne (v. Tab 4.2.II) Non si applica agli angoli in contatto continuo con altri componenti						
Classe	Sezione in compressione					
Distribuzione delle tensioni sulla sezione (compressione positiva)						
3	$h/t \leq 15\epsilon$ $\frac{b+h}{2t} \leq 11,5\epsilon$					
Sezioni Tubolari						
Classe	Sezione inflessa e/o compressa					
1	$d/t \leq 50\epsilon^2$					
2	$d/t \leq 70\epsilon^2$					
3	$d/t \leq 90\epsilon^2$ (Per $d/t > 90 \epsilon^2$ vedere EN 1993-1-6)					
$\epsilon = \sqrt{235/f_{yk}}$	f_{yk}	235	275	355	420	460
	ϵ	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71
	ϵ^2	1,00	0,85	0,66	0,56	0,51

Figura 6.4.
Tabella 4.2.III
- Estratto NTC2008 -

6.3.1. Verifica elemento teso

La verifica degli elementi tesi si ritiene soddisfatta se viene rispettata la seguente disequazione:

$$N_{Ed} \leq N_{t,Rd}$$

dove la resistenza di calcolo a trazione risulta essere la minore tra:

La resistenza plastica della sezione lorda A:

$$N_{pl,Rd} = \frac{A * f_{yk}}{\gamma_{M0}}$$

La resistente a rottura dell'area netta, A_{net} , in corrispondenza dei fori per i collegamenti:

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 * A_{net} * f_{tk}}{\gamma_{M2}}$$

dove:

f_{yk} è la resistenza caratteristica di snervamento per l'acciaio;

f_{tk} è la resistenza caratteristica di rottura per l'acciaio;

γ_{M0} è il coefficiente di sicurezza per l'acciaio.

6.3.2. Verifica elemento compresso

La forza di compressione di calcolo deve rispettare la seguente condizione:

$$N_{Ed} \leq N_{c,Rd}$$

dove la resistenza di calcolo viene diversificata a seconda della classe di appartenenza della sezione. Per le sezioni di classe 1,2,3 la resistenza viene ricavata dalla seguente espressione:

$$N_{c,Rd} = \frac{A * f_{yk}}{\gamma_{M0}}$$

6.3.3. Verifica dei bulloni soggetti a taglio e/o trazione

La resistenza a taglio dei bulloni viene calcolata per ogni piano di taglio che interessa il gambo dell'elemento di connessione. Esistono due formulazioni anche in questo caso, che dipendono dalla classe di resistenza del bullone adottato:

Per bulloni di classe 4.6, 5.6, 8.8:

$$F_{v,Rd} = \frac{0,6 * f_{tb} * A_{res}}{\gamma_{M2}}$$

Per bulloni di classe 6.8, 10.9:

$$F_{v,Rd} = \frac{0,5 * f_{tb} * A_{res}}{\gamma_{M2}}$$

dove:

A_{res} è l'area resistente della vite quando il piano di taglio interessa la parte filettata della vite stessa. Qualora il piano intersecasse in gambo non filettato si adotterebbe la seguente formulazione per qualsiasi classe di resistenza:

$$F_{v,Rd} = \frac{0,6 * f_{tb} * A}{\gamma_{M2}}$$

6.4. VERIFICHE STATICHE

Per le verifiche statiche si è deciso di effettuare un confronto tra i parametri della sollecitazione ricavati dall'analisi del modello di calcolo, e quelli ricavati dalla relazione di calcolo effettuata dall'ing. Marchesi nell'anno 1988. Sono emerse alcune differenze di valori, dettate soprattutto dalla differente normativa vigente. Le analisi dell'ingegner Marchesi, infatti, sono state effettuate secondo la "Legge 2 febbraio 1974 n°64" che utilizza diversi valori per i carichi accidentali e non prevede alcuna combinazioni di carico. L'analisi del comportamento degli elementi strutturali dello Stadio Euganeo, invece, è stata svolta secondo la normativa vigente, che obbliga a combinare i vari carichi al fine di ottenere la condizione più gravosa.

A pagina seguente viene riportato, a titolo di esempio, il diagramma del momento flettente dei telai della Tribuna Est, della Tribuna Sud e del Corpo di collegamento, analizzati con il software Straus7 e sottoposti alle combinazioni di carico della normativa vigente. A questi si è deciso di affiancare le scansioni delle relazioni di calcolo per il medesimo parametro della sollecitazione indagato. Come è possibile osservare dal confronto diretto tra i diagrammi, le sollecitazioni agenti sulla struttura sono le medesime. Il riscontro, oltretutto, è stato effettuato anche attraverso un confronto tra le tabelle di calcolo, che forniscono una più precisa indicazione sulle sollecitazioni agenti nelle varie aste. Data questa duplice conferma, è stato effettuato solo un limitatissimo numero di verifiche, che confermasse che i ferri di armatura presenti nelle tavole di progetto fossero di dimensione e quantità adeguate.



Figura 6.5.
 Grafico del momento per combinazione statica
 Tribuna Est, telaio tipo

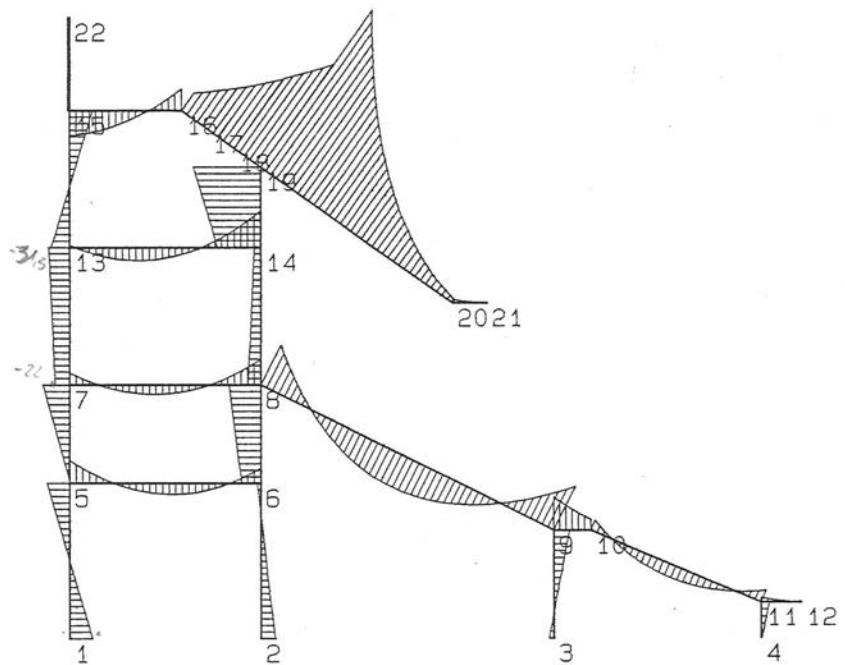


Figura 6.6.
 Grafico del momento per combinazione statica
 - Relazione di calcolo Tribuna Est -

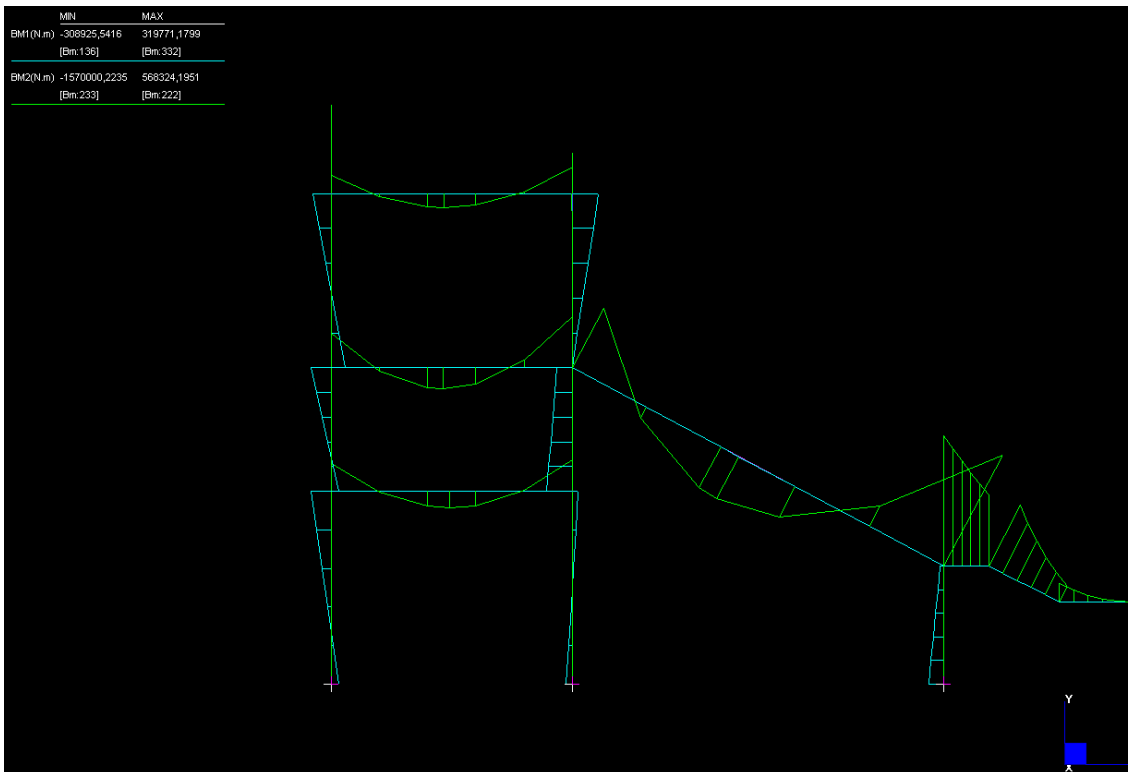


Figura 6.7.
 Grafico del momento per combinazione statica
 Tribuna Sud, telaio tipo

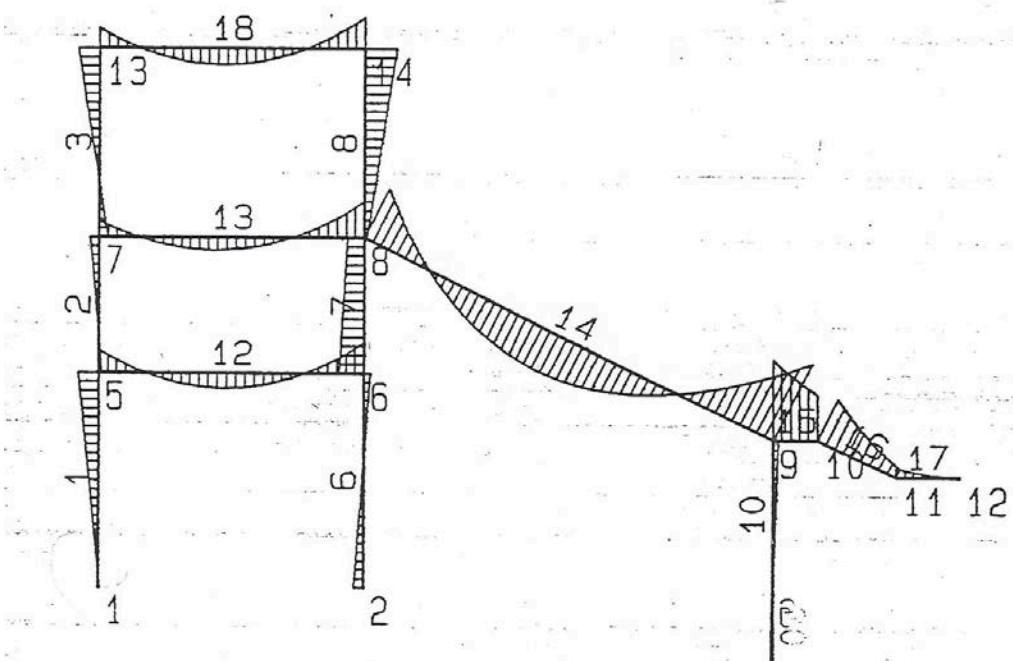


Figura 6.8.
 Grafico del momento per combinazione statica
 - Relazione di calcolo Tribuna Sud -

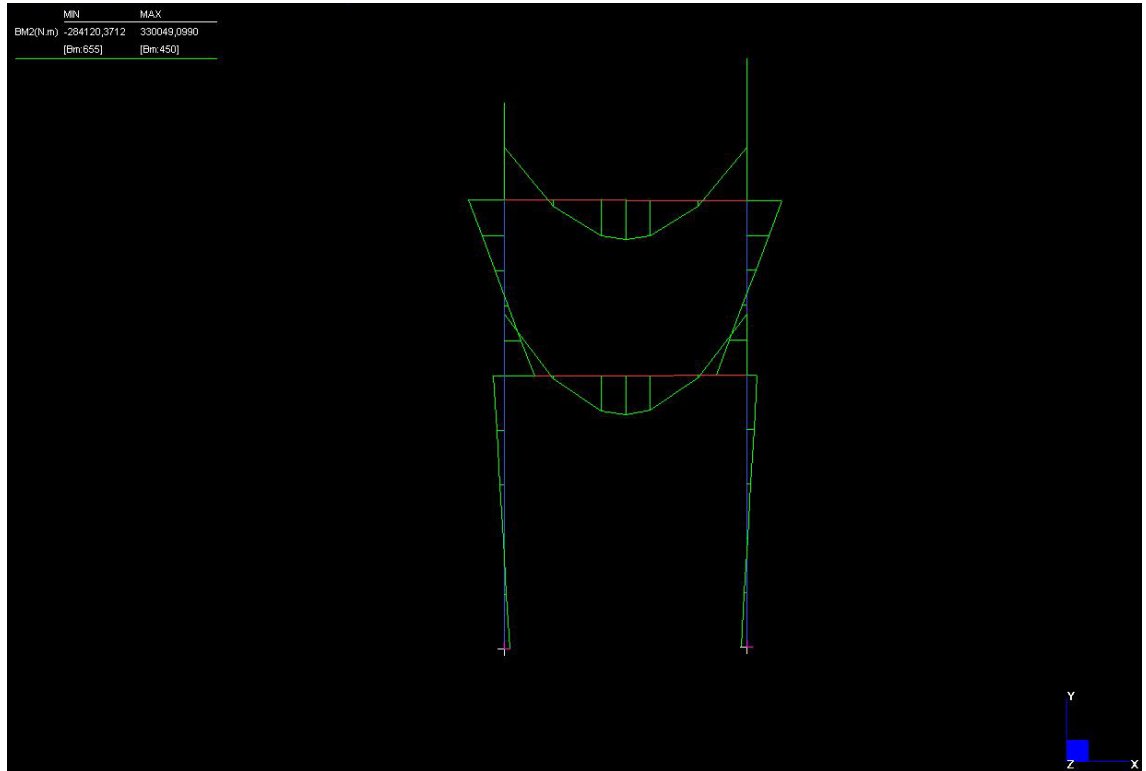


Figura 6.9.
*Grafico del momento per combinazione statica
 Corpo di collegamento, telaio tipo*

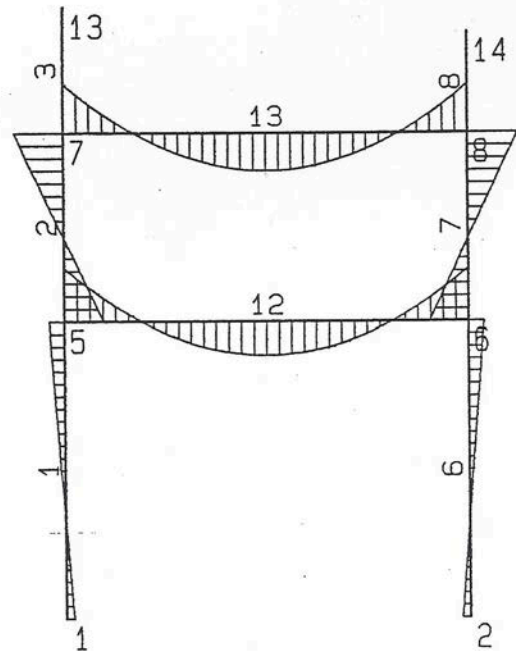


Figura 6.10.
*Grafico del momento per combinazione statica
 - Relazione di calcolo Corpo di collegamento -*

6.5. VERIFICHE SISMICHE

Le verifiche sismiche sono state condotte su diversi elementi strutturali e sono state suddivise, per facilitarne la comprensione, in tre zone: tribuna est, corpo di collegamento e tribuna sud. La denominazione utilizzata per i vari elementi strutturali in calcestruzzo viene riportata all'inizio di ogni capitolo in forma parziale, mentre sarà possibile consultarla interamente nella tavola 13 posta in appendice. Le verifiche sono state tutte condotte in LC1, questo perché, nonostante una conoscenza dettagliata a livello progettuale dell'edificio, non è stato possibile certificare quanto presente nelle tavole mediante una campagna di prove, che consentisse di passare ad livello di conoscenza più elevato. Tuttavia, in accordo con il §7.2.6 delle NTC 2008, è stata considerata la non linearità del materiale e la sua conseguente fessurazione che consente di ridurre le sollecitazioni agenti.

6.5.1. Tribuna Est

Le verifiche sulla tribuna est sono state effettuate su tutti gli elementi tipo. E' stato verificato almeno un pilastro di bordo, uno centrale e uno di giunto. Lo stesso schema è stato adottato per la verifica delle travi. In questo caso, è stata posta attenzione anche alle travi reggi passerella che portano un carico maggiore rispetto a tutte le altre, alle quali è affidato il solo carico verticale dei pannelli di rivestimento.

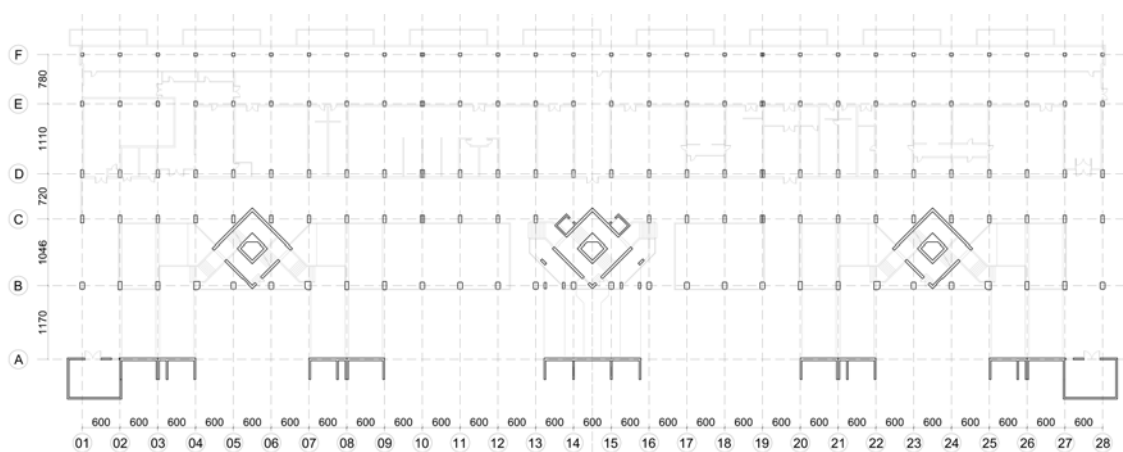


Figura 6.11.
*Pianta orientamento assi
Tribuna Est*

Verifica estesa della trave C-D 01 a quota 5,45.

ELEMENTO		
Trave C-D 01	b [mm]	500
5,75	h [mm]	660
PROPRIETA' DEI MATERIALI		
ACCIAIO	FeB44k	
Fattore di confidenza	FC	1,35
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_s	1,15
Modulo elastico	E [N/mm ²]	210000
Caratteristiche meccaniche	fyk [N/mm ²]	430
	fyd [N/mm ²]	374
	fyd ridotto [N/mm ²]	276,97
CALCESTRUZZO	C28/35	
Fattore di confidenza	FC	1,35
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_c	1,5
Modulo elastico	E [N/mm ²]	32308
Caratteristiche meccaniche	Rck [N/mm ²]	35
	fck [N/mm ²]	28
	fc _m [N/mm ²]	36
	fcd [N/mm ²]	15,87
	fcd ridotto [N/mm ²]	11,75
SOLLECITAZIONI AGENTI		
Sforzo di taglio	Ved [KN]	293,31
Momento flettente in campata	Med [KN*m]	197,56
Momento flettente in appoggio	Med [KN*m]	406,07
Sforzo normale	Ned [KN]	0
VERIFICA A FLESSIONE in campata		
Spessore copriferro	c [mm]	30
Altezza utile sezione	d [mm]	630
Armatura superiore	As' [mm ²]	803,84
Quantità barre		4

Diametro barre		16
Armatura inferiore	As [mm ²]	1780,38
Quantità barre		7
Diametro barre		18
Asse neutro	x [mm]	57,53
Deformazione ultima acciaio	ϵ_s	34,83
Posizione adimensionale	ϵ	0,09
Braccio di Fc	z [mm]	606,99
Momento resistente	Mrd [KN*m]	299,32
Med < Mrd	VERIFICATA	
VERIFICA A FLESSIONE in appoggio		
Spessore copriferro	c [mm]	30
Altezza utile sezione	d [mm]	630
Armatura superiore	As' [mm ²]	1017,36
Quantità barre		4
Diametro barre		18
Armatura inferiore	As [mm ²]	1968,78
Quantità barre	6	3
Diametro barre	16	18
Asse neutro	x [mm]	56,05
Deformazione ultima acciaio	ϵ_s	35,84
Posizione adimensionale	ϵ	0,09
Braccio di Fc	z [mm]	607,58
Momento resistente	Mrd [KN*m]	331,31
Med < Mrd	NON VERIFICATA	
VERIFICA A TAGLIO		
Spessore copriferro	c [mm]	30
Altezza utile sezione	d [mm]	630
Larghezza elemento	b [mm]	500
Coefficiente maggiorativo	α_c	1
Diametro staffe	ϕ_s [mm]	10
Area resistente a taglio	Asw [mm ²]	157
Passo staffe	s [mm]	200

Resistenza calcestruzzo ridotta	f'_{cd} [N/mm ²]	5,88
TAGLIO-TRAZIONE		
	V _{rsd} [KN]	123,28
TAGLIO-COMPRESSIONE		
	V _{rcd} [KN]	833
VERIFICA A TAGLIO		
V _{rd} = min (V _{rsd} ;V _{rcd})		
123,28	NON VERIFICATA	

Verifica estesa del pilastro di bordo C01 da quota 0,00 a quota +5,75.

ELEMENTO		
Pilastro C01	b [mm]	1200
0,00-5,75	h [mm]	500
PROPRIETA' DEI MATERIALI		
ACCIAIO	FeB44k	
Fattore di confidenza	FC	1,35
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_s	1,15
Modulo elastico	E [N/mm ²]	210000
Caratteristiche meccaniche	fyk [N/mm ²]	430
	fyd [N/mm ²]	374
	fyd ridotto [N/mm ²]	276,97
CALCESTRUZZO	C25/30	
Fattore di confidenza	FC	1,35
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_c	1,5
Modulo elastico	E [N/mm ²]	31476
Caratteristiche meccaniche	Rck [N/mm ²]	30
	fck [N/mm ²]	25
	fc _m [N/mm ²]	33
	fc _d [N/mm ²]	14,17
	fc _d ridotto [N/mm ²]	10,49
SOLLECITAZIONI AGENTI		
Sforzo di taglio	Ved [KN]	78,7
Momento flettente in direzione x	Medx [KN*m]	281,74
Momento flettente in direzione z	Medz [KN*m]	30,62
Sforzo normale	Ned [KN]	2985,31
PRESSOFLESSIONE in direzione X		
Quantità barre		8
Diametro		20
As		2512,00
Momento flettente di progetto	Mrdx [KN*m]	632,4

PRESSOFLESSIONE in direzione Y		
Quantità barre		8
Diametro		20
As		2512,00
Momento flettente di progetto	Mrdz [KN*m]	79,5
VERIFICA A PRESSOFLESSIONE		
0,44 < 1		VERIFICATA
VERIFICA A TAGLIO		
Si ipotizza $\phi=45^\circ$ e $\alpha=90^\circ$		
Spessore copriferro	c [mm]	30
Altezza utile sezione	d [mm]	470
Larghezza elemento	b [mm]	1200
Coefficiente maggiorativo	α_c	1
Diametro staffe	ϕ_s	8
Area resistente a taglio	A _{sw} [mm ²]	406,12
Passo staffe	s [mm]	200
Resistenza calcestruzzo ridotta	f _{cd} [N/mm ²]	5,25
TAGLIO-TRAZIONE		
	V _{rsd} [KN]	1466,13
TAGLIO-COMPRESSIONE		
	V _{rcd} [KN]	967,44
VERIFICA A TAGLIO		
	V _{rd} = min (V _{rsd} ;V _{rcd})	
967,44		VERIFICATA

I dati riportati nella tabella precedente sono stati ricavati, come già evidenziato in precedenza, mediante l'utilizzo del software VcaSlu del professor Piero Gelfi. Viene proposto di seguito un esempio di un pilastro sollecitato a pressoflessione.

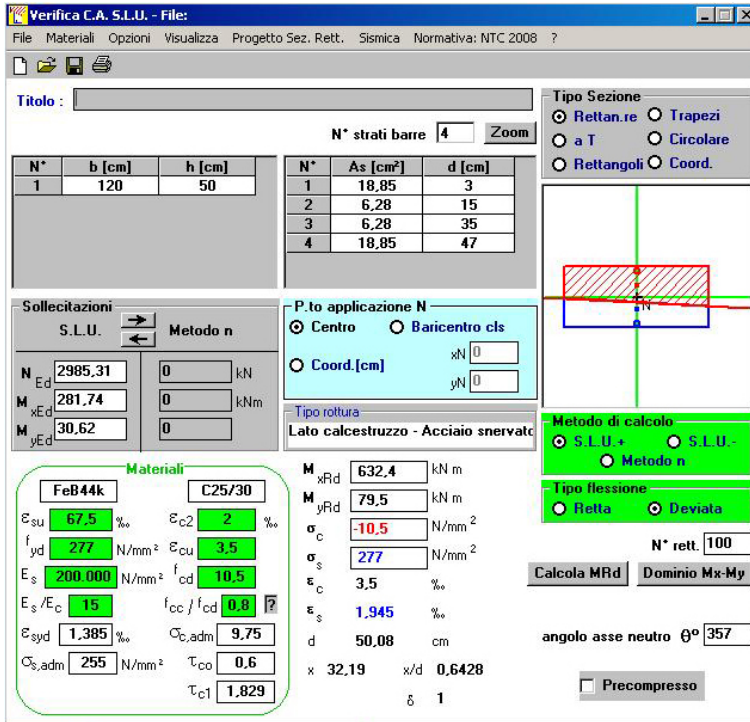


Figura 6.12.
Inserimento parametri pil C01
Estratto VcaSlu del prof. Gelfi

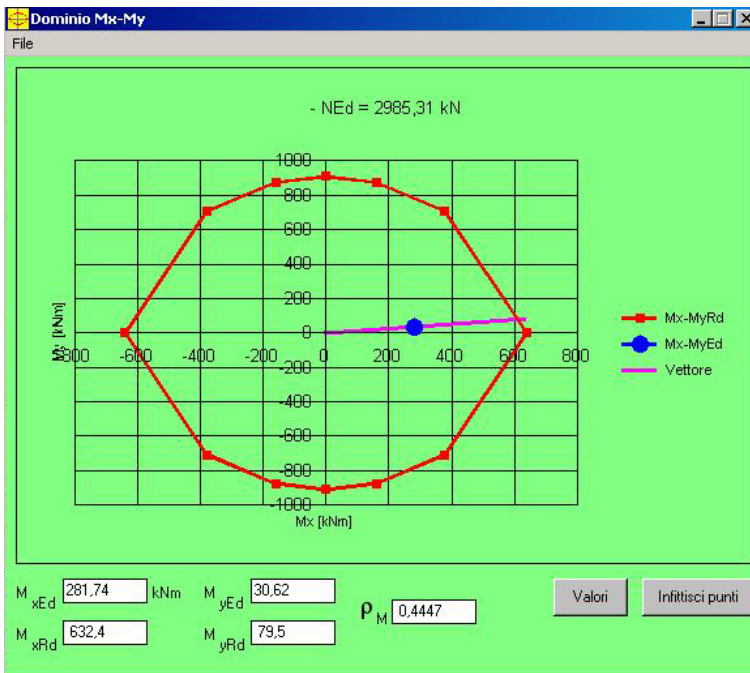


Figura 6.13.
Dominio M-N pil C01
Estratto VcaSlu del prof. Gelfi

Le analisi sugli altri elementi della tribuna est sono state condotte seguendo il medesimo procedimento, ma vengono riportate in forma sintetica attraverso una tabella che raccoglie i dati minimi, necessari a fornire una comprensione esaustiva di quanto elaborato.

Verifiche a flessione delle travi a quota 5,75.

ALLINEAMENTO		b [mm]	h [mm]	d [mm]	As [mm ²]	As' [mm ²]	x	Med [KN*m]	Mrd [KN*m]			
5,75	1	C-D	Campata	500	660	630	1781,28	804,25	57,58	197,56	297,93	V
			Appoggio C	500	660	630	1017,87	1969,78	56,10	406,7	329,37	X
			Appoggio D	500	660	630	1017,87	1969,78	56,10	328,07	329,37	V
	3	C-D	Campata	500	660	630	1781,28	804,25	57,58	197,62	297,93	V
			Appoggio C	500	660	630	1017,87	1969,78	56,10	396,13	329,37	X
			Appoggio D	500	660	630	1017,87	1969,78	56,10	339,36	329,37	X
	5	C-D	Campata	500	660	630	1781,28	804,25	57,58	197,38	297,93	V
			Appoggio C	500	660	630	1017,87	1969,78	56,10	414,72	329,37	X
			Appoggio D	500	660	630	1017,87	1969,78	56,10	317,01	329,37	V
	14	C-D	Campata	500	660	630	4084,07	1005,31	181,45	197,45	642,46	V
			Appoggio C	500	660	630	1570,79	3518,58	114,80	166,81	576,20	V
			Appoggio D	500	660	630	1570,79	3518,58	114,80	421,11	576,20	V
	15	C-D	Campata	500	660	630	4084,07	1005,31	181,45	271,82	642,46	V
			Appoggio C	500	660	630	1570,79	3518,58	114,80	166,16	576,20	V
			Appoggio D	500	660	630	1570,79	3518,58	114,80	421,08	576,20	V
	10	C-D	Campata	300	660	630	1005,31	603,19	39,50	188,22	168,66	X
			Appoggio C	300	660	630	603,19	1313,19	69,74	379,86	218,67	X
			Appoggio D	300	660	630	603,19	1313,19	69,74	314,07	218,67	X
	C	.1-2	Campata	450	660	630	615,75	452,39	10,70	23,11	103,50	V
			Appoggio 1	450	660	630	615,75	452,39	-10,70	58,4	73,64	V
			Appoggio 2	450	660	630	615,75	452,39	-10,70	40,92	73,64	V
	C	.3-4	Campata	450	660	630	Verifica eseguita con gelfi			198,02	258,90	V
			Appoggio 3	450	660	630	Verifica eseguita con gelfi			304,53	166,20	X
			Appoggio 4	450	660	630	Verifica eseguita con gelfi			304,11	166,20	X
	C	.9-10	Campata	450	660	630	615,75	452,39	10,70	25,4	103,50	V
			Appoggio 9	450	660	630	615,75	452,39	-10,70	48,2	73,64	V
			Appoggio 10	450	660	630	615,75	452,39	-10,70	30,32	73,64	V
	D	.1-2	Campata	1200	260	230	678,58	678,58	0,00	15,33	37,59	V
			Appoggio 1	1200	260	230	678,58	678,58	0,00	30,23	37,59	V
			Appoggio 2	1200	260	230	678,58	678,58	0,00	30,23	37,59	V
D	.3-4	Campata	1200	260	230	678,58	678,58	0,00	14,84	37,59	V	
		Appoggio 3	1200	260	230	678,58	678,58	0,00	30,13	37,59	V	
		Appoggio 4	1200	260	230	678,58	678,58	0,00	29,68	37,59	V	
D	.9-10	Campata	1200	260	230	678,58	678,58	0,00	15,85	37,59	V	
		Appoggio 9	1200	260	230	678,58	678,58	0,00	32,93	37,59	V	
		Appoggio 10	1200	260	230	678,58	678,58	0,00	21,68	37,59	V	

Verifica a flessione delle travi a quota 9,45.

ALLINEAMENTO		b [mm]	h [mm]	d [mm]	As [mm ²]	As' [mm ²]	x	Med [KN*m]	Mrd [KN*m]			
9,45	1	C-D	Campata	500	660	630	1781,28	804,25	57,58	252,16	297,93	V
			Appoggio C	500	660	630	1017,87	1969,78	56,10	499,88	329,37	X
			Appoggio D	500	660	630	1017,87	3691,37	157,57	542,21	589,05	V
	3	C-D	Campata	500	660	630	1781,28	804,25	57,58	252,56	297,93	V
			Appoggio C	500	660	630	1017,87	1969,78	56,10	485,16	329,37	X
			Appoggio D	500	660	630	1017,87	3691,37	157,57	557,86	589,05	V
	5	C-D	Campata	500	660	630	1781,28	804,25	57,58	251,31	297,93	V
			Appoggio C	500	660	630	1017,87	1969,78	56,10	508,7	329,37	X
			Appoggio D	500	660	630	1017,87	3691,37	157,57	526,95	589,05	V
	14	C-D	Campata	500	660	630	3518,58	1570,79	114,80	352,86	576,20	V
			Appoggio C	500	660	630	2261,95	2827,43	33,33	201,76	472,53	V
			Appoggio D	500	660	630	2261,95	4084,07	107,39	651,28	672,23	V
	15	C-D	Campata	500	660	630	3518,58	1570,79	114,80	352,28	576,20	V
			Appoggio C	500	660	630	2261,95	2827,43	33,33	201,87	472,53	V
			Appoggio D	500	660	630	2261,95	4084,07	107,39	651,2	672,23	V
	10	C-D	Campata	300	660	630	1005,31	603,18	39,50	241,67	168,66	X
			Appoggio C	300	660	630	603,18	1407,43	79,00	476,94	233,56	X
			Appoggio D	300	660	630	603,18	1407,43	79,00	520,79	233,56	X
	C	.1-.2	Campata	450	660	630	804,25	804,25	0,00	5,58	133,67	V
			Appoggio 1	450	660	630	804,25	804,25	0,00	55,26	133,67	V
			Appoggio 2	450	660	630	804,25	804,25	0,00	74,67	133,67	V
	C	.2-.3	Campata	450	660	630	Verifica eseguita con gelfi			243,35	258,90	V
			Appoggio 2	450	660	630	Verifica eseguita con gelfi			399,76	166,20	X
			Appoggio 3	450	660	630	Verifica eseguita con gelfi			367,15	166,20	X
	C	.9-.10	Campata	450	660	630	804,25	804,25	0,00	8,9	133,67	V
			Appoggio 9	450	660	630	804,25	804,25	0,00	89,12	133,67	V
			Appoggio 10	450	660	630	804,25	804,25	0,00	31,99	133,67	V
	D	.1-.2	Campata	1200	260	230	678,58	678,58	0,00	14,99	37,59	V
			Appoggio 1	1200	260	230	678,58	678,58	0,00	29,56	37,59	V
			Appoggio 2	1200	260	230	678,58	678,58	0,00	30,76	37,59	V
	D	.2-.3	Campata	1200	260	230	678,58	678,58	0,00	14,99	37,59	V
			Appoggio 2	1200	260	230	678,58	678,58	0,00	29,86	37,59	V
			Appoggio 3	1200	260	230	678,58	678,58	0,00	29,78	37,59	V
	D	.9-.10	Campata	1200	260	230	678,58	678,58	0,00	13,84	37,59	V
			Appoggio 9	1200	260	230	678,58	678,58	0,00	30,59	37,59	V
			Appoggio 10	1200	260	230	678,58	678,58	0,00	27,13	37,59	V
	1	D-E	Campata	500	1000	970	3185,57	2123,72	62,58	611	830,92	V
			Appoggio D	500	1000	970	3185,57	3185,57	0,00	1046,93	829,46	X
			Appoggio E	500	1000	970	3185,57	4247,43	62,58	1046,93	1107,41	V
	1	E-E1	Campata	500	1000	970	3185,57	4247,43	62,58	456,14	1107,41	V
Appoggio E			500	1000	970	3185,57	4247,43	62,58	663,21	1107,41	V	
Appoggio E1			500	1000	970	3185,57	4247,43	62,58	270,44	1107,41	V	
1	E1-F	Campata	500	700	670	3185,57	3185,57	0,00	189,63	564,74	V	
		Appoggio E1	500	700	670	3185,57	3185,57	0,00	298,48	564,74	V	
		Appoggio F	500	700	670	3185,57	3185,57	0,00	298,84	564,74	V	
1	F-F1	Campata	500	400	370	3185,57	3185,57	0,00	21,35	300,02	V	
		Appoggio F	500	400	370	3185,57	3185,57	0,00	71,21	300,02	V	
		Appoggio F1	500	400	370	3185,57	3185,57	0,00	0	300,02	V	
10	D-E	Campata	300	1000	970	2123,72	1140,4	96,59	399,06	806,66	V	
		Appoggio D	300	1000	970	2123,72	1900,66	-21,91	688,6	434,42	X	
		Appoggio E	300	1000	970	2123,72	2280,8	15,43	688,6	594,91	X	
10	E-E1	Campata	300	1000	970	2123,72	2280,8	15,43	318,38	594,91	V	
		Appoggio E	300	1000	970	2123,72	2280,8	15,43	464,24	594,91	V	
		Appoggio E1	300	1000	970	2123,72	2280,8	15,43	189,49	594,91	V	
10	E1-F	Campata	300	700	670	1140,4	1140,4	0,00	124,61	202,17	V	
		Appoggio E1	300	700	670	1140,4	1140,4	0,00	196,04	202,17	V	
		Appoggio F	300	700	670	1140,4	1140,4	0,00	196,04	202,17	V	
10	F-F1	Campata	300	400	370	1140,4	1140,4	0,00	15,11	107,40	V	
		Appoggio F	300	400	370	1140,4	1140,4	0,00	32,96	107,40	V	
		Appoggio F1	300	400	370	1140,4	1140,4	0,00	0	107,40	V	
15	D-E	Campata	500	1000	970	3185,57	2123,72	62,58	609,11	830,92	V	
		Appoggio D	500	1000	970	3185,57	3185,57	0,00	1058,76	829,46	X	
		Appoggio E	500	1000	970	3185,57	4247,43	62,58	1058,76	1107,41	V	
15	E-E1	Campata	500	1000	970	3185,57	4247,43	-62,58	456,27	536,78	V	
		Appoggio E	500	1000	970	3185,57	4247,43	62,58	671,52	1107,41	V	
		Appoggio E1	500	1000	970	3185,57	4247,43	62,58	284,29	1107,41	V	
15	E1-F	Campata	500	700	670	3185,57	3185,57	0,00	176,43	564,74	V	
		Appoggio E1	500	700	670	3185,57	3185,57	0,00	298,27	564,74	V	
		Appoggio F	500	700	670	3185,57	3185,57	0,00	303,96	564,74	V	
15	F-F1	Campata	500	400	370	3185,57	3185,57	0,00	26,26	300,02	V	
		Appoggio F	500	400	370	3185,57	3185,57	0,00	77,02	300,02	V	
		Appoggio F1	500	400	370	3185,57	3185,57	0,00	0,83	300,02	V	

Verifica a flessione delle travi a quota 14,65.

ALLINEAMENTO			b [mm]	h [mm]	d [mm]	As [mm ²]	As' [mm ²]	x	Med [KN*m]	Mrd [KN*m]		
14,65	1	C-D	Campata	500	660	630	2654,65	1570,79	63,88	182,22	442,54	V
			Appoggio C	500	660	630	2654,65	2827,43	10,18	372,67	471,16	V
			Appoggio D	500	660	630	2654,65	5504,06	167,93	430,04	885,43	V
	3	C-D	Campata	500	660	630	2654,65	1570,79	63,88	183,62	442,54	V
			Appoggio C	500	660	630	2654,65	2827,43	10,18	354,73	471,16	V
			Appoggio D	500	660	630	2654,65	5504,06	167,93	395,46	885,43	V
	5	C-D	Campata	500	660	630	2654,65	1570,79	63,88	184,18	442,54	V
			Appoggio C	500	660	630	2654,65	2827,43	10,18	361,69	471,16	V
			Appoggio D	500	660	630	2654,65	5504,06	167,93	430,79	885,43	V
	14	C-D	Campata	500	660	630	3518,58	1570,79	114,80	259,1	576,20	V
			Appoggio C	500	660	630	2261,95	2827,43	33,33	472,4	472,53	V
			Appoggio D	500	660	630	2261,95	4636,99	139,98	152,91	753,57	V
	15	C-D	Campata	500	660	630	3518,58	1570,79	114,80	260,08	576,20	V
			Appoggio C	500	660	630	2261,95	2827,43	33,33	128,076	472,53	V
			Appoggio D	500	660	630	2261,95	4636,99	139,98	471,87	753,57	V
	10	C-D	Campata	300	660	630	1520,53	1256,64	25,92	180,13	254,15	V
			Appoggio C	300	660	630	1520,53	1884,95	35,80	360,91	314,86	X
			Appoggio D	300	660	630	1520,53	3242,12	169,11	360,91	520,89	V
	C	.1-2	Campata	450	660	630	1143,54	452,38	45,26	33,55	192,33	V
			Appoggio 1	450	660	630	1143,54	452,38	-45,26	87,33	65,98	X
			Appoggio 2	450	660	630	804,25	791,68	-0,82	66,27	131,47	V
	C	.2-3	Campata	450	660	630	452,39	452,39	0,00	12,72	75,19	V
			Appoggio 2	450	660	630	452,39	452,39	0,00	71,78	75,19	V
			Appoggio 3	450	660	630	452,39	452,39	0,00	79,51	75,19	X
	C	.9-10	Campata	450	660	630	1143,54	452,38	45,26	26,96	192,33	V
			Appoggio 9	450	660	630	804,25	791,68	-0,82	76,7	131,47	V
			Appoggio 10	450	660	630	1143,54	452,38	-45,26	47,28	65,98	V
	D	.1-2	Campata	350	310	280	603,19	603,19	0,00	5,17	41,77	V
			Appoggio 1	350	310	280	603,19	603,19	0,00	16,59	41,77	V
			Appoggio 2	350	310	280	603,19	603,19	0,00	11,31	41,77	V
D	.2-3	Campata	350	310	280	603,19	603,19	0,00	5,63	41,77	V	
		Appoggio 2	350	310	280	603,19	603,19	0,00	16,68	41,77	V	
		Appoggio 3	350	310	280	603,19	603,19	0,00	16,42	41,77	V	
D	.9-10	Campata	350	310	280	603,19	603,19	0,00	6,58	41,77	V	
		Appoggio 9	350	310	280	603,19	603,19	0,00	17,42	41,77	V	
		Appoggio 10	350	310	280	603,19	603,19	0,00	17,42	41,77	V	

Verifica a flessione delle travi a quota 19,85.

ALLINEAMENTO			b [mm]	h [mm]	d [mm]	As [mm ²]	As' [mm ²]	x	Med [KN*m]	Mrd [KN*m]		
19,85	1	C-D	Campata	500	660	630	4241,15	4241,15	0,00	155,61	704,88	V
			Appoggio C	500	660	630	4241,15	4241,15	0,00	615,82	704,88	V
			Appoggio D	500	660	630	4241,15	4241,15	0,00	460,02	704,88	V
	3	C-D	Campata	500	660	630	4241,15	4241,15	0,00	135,49	704,88	V
			Appoggio C	500	660	630	4241,15	4241,15	0,00	533,42	704,88	V
			Appoggio D	500	660	630	4241,15	4241,15	0,00	396,21	704,88	V
	5	C-D	Campata	500	660	630	4241,15	4241,15	0,00	156,64	704,88	V
			Appoggio C	500	660	630	4241,15	4241,15	0,00	566,73	704,88	V
			Appoggio D	500	660	630	4241,15	4241,15	0,00	443,36	704,88	V
	14	C-D	Campata	500	660	630	4241,15	4241,15	0,00	312,13	704,88	V
			Appoggio C	500	660	630	4241,15	4241,15	0,00	143,8	704,88	V
			Appoggio D	500	660	630	4241,15	4241,15	0,00	289,01	704,88	V
	15	C-D	Campata	500	660	630	4241,15	4241,15	0,00	309,8	704,88	V
			Appoggio C	500	660	630	4241,15	4241,15	0,00	144,92	704,88	V
			Appoggio D	500	660	630	4241,15	4241,15	0,00	288,18	704,88	V
	10	C-D	Campata	300	660	630	2120,57	2120,57	0,00	203,51	352,44	V
			Appoggio C	300	660	630	2120,57	2120,57	0,00	298,55	352,44	V
			Appoggio D	300	660	630	2120,57	2120,57	0,00	203,05	352,44	V
	C	.1-.2	Campata	450	660	630	1143,54	452,39	45,26	22,42	192,33	V
			Appoggio 1	450	660	630	1143,54	452,39	-45,26	171,52	65,98	X
			Appoggio 2	450	660	630	804,25	791,68	-0,82	147,72	131,47	X
	C	.2-.3	Campata	450	660	630	452,39	452,39	0,00	18,59	75,19	V
			Appoggio 2	450	660	630	452,39	452,39	0,00	136,62	75,19	X
			Appoggio 3	450	660	630	452,39	452,39	0,00	136,17	75,19	X
	C	.9-.10	Campata	450	660	630	1143,54	452,39	45,26	27,26	192,33	V
			Appoggio 9	450	660	630	804,25	791,68	-0,82	131,45	131,47	V
			Appoggio 10	450	660	630	1143,54	452,39	-45,26	97,92	65,98	X
	D	.1-.2	Campata	1500	260	230	1077,56	1077,56	0,00	19,18	59,70	V
			Appoggio 1	1500	260	230	1077,56	1077,56	0,00	39,01	59,70	V
			Appoggio 2	1500	260	230	1077,56	1077,56	0,00	40,67	59,70	V
D	.2-.3	Campata	1500	260	230	1077,56	1077,56	0,00	18,53	59,70	V	
		Appoggio 2	1500	260	230	1077,56	1077,56	0,00	40,76	59,70	V	
		Appoggio 3	1500	260	230	1077,56	1077,56	0,00	40,35	59,70	V	
D	.9-.10	Campata	1500	260	230	1077,56	1077,56	0,00	18,51	59,70	V	
		Appoggio 9	1500	260	230	1077,56	1077,56	0,00	36,36	59,70	V	
		Appoggio 10	1500	260	230	1077,56	1077,56	0,00	40,02	59,70	V	
Le seguenti verifiche sono state eseguite a pressoflessione in quanto le travi sono soggette anche a sforzo normale di compressione												
ALLINEAMENTO			b [mm]	h [mm]	Medx [KN*m]	Medz [KN*m]	N [KN]	Mrdx [KN*m]	Mrdz [KN*m]	ρ		
1	C1-D	Campata	500	1100	849,64	5,91	233,43	1007	8,98	0,84	V	
		Appoggio C1	500	720	449,78	66,16	316,13	609,2	90,27	0,74	V	
		Appoggio D	500	1420	2243,7	60,46	331,43	1582,00	43,8	1,42	X	
1	D-D1	Campata	500	950	1066,7	14,43	233,17	903,20	13,01	1,18	X	
		Appoggio D	500	1420	3445,43	1,83	380,66	1633,00	3,12	2,11	X	
		Appoggio D1	500	350	5,44	11,25	86,64	51,01	112,2	0,10	V	
10	C1-D	Campata	300	1100	665,58	0,89	47,56	645,50	1,46	1,03	X	
		Appoggio C1	300	720	198,2	13,69	151,99	350,10	24,34	0,57	V	
		Appoggio D	300	1420	1749,4	13,56	150,57	917,30	7,64	1,91	X	
10	D-D1	Campata	300	950	934,57	0,24	219,57	534,70	0,41	1,75	X	
		Appoggio D	300	1420	3047,62	1,67	312,94	1009,00	1,64	3,02	X	
		Appoggio D1	300	350	4,41	2,79	126,21	57,23	38,03	0,07	V	
15	C1-D	Campata	500	1100	897,23	2,64	41,09	924,30	3,77	0,97	V	
		Appoggio C1	500	720	288,17	70,17	138,28	493,60	123,1	0,58	V	
		Appoggio D	500	1420	2390,78	72,45	190,73	1505,00	45,88	1,59	X	
15	D-D1	Campata	500	950	1573,14	0,88	223,22	902,10	3,48	1,74	X	
		Appoggio D	500	1420	3802,31	10,84	341,54	1609,00	5,11	2,37	X	
		Appoggio D1	500	350	11,7	11,44	104,9	108,10	107,3	0,11	V	

Verifica a pressoflessione dei pilastri.

ALLINEAMENTO		b [mm]	h [mm]	Medx [KN*m]	Medz [KN*m]	N [KN]	Mrdx [KN*m]	Mrdz [KN*m]	ρ		
0,00-5,75	Pil C01	Base	500	1200	281,74	30,62	2985,31	632,4	79,5	0,44	V
		Sommità	500	1200	195,4	24,68	2875,35	612,1	79,5	0,32	V
	Pil D01	Base	500	1200	180,8	21,51	3550,04	605,2	79,5	0,3	V
		Sommità	500	1200	185,93	17,71	3440,47	612,5	79,5	0,3	V
	Pil E01	Base	500	800	487,33	44,25	1348,07	380,8	39,26	1,28	X
		Sommità	500	800	643,25	23,15	1302,45	381,5	15,77	1,69	X
	Pil F01	Base	500	500	564,3	161,84	842,76	178,3	52,68	3,16	X
		Sommità	500	500	245,57	26,18	838,61	193,3	21,27	1,27	X
	Pil C02	Base	500	1200	264,78	30,21	3664,45	596,1	79,5	0,44	V
		Sommità	500	1200	175,78	24,68	3554,48	598,2	105,8	0,29	V
	Pil D02	Base	500	1200	168,9	19,86	3679,31	603,7	79,5	0,28	V
		Sommità	500	1200	168,43	11,6	3569,35	389,5	27,2	0,43	V
	Pil E02	Base	500	800	513,06	47,86	1520,07	390	39,26	1,31	X
		Sommità	500	800	477,74	32,4	1474,5	389	31,48	1,23	X
	Pil F02	Base	500	500	589,48	195,07	887,44	173,3	59,27	3,39	X
		Sommità	500	500	235,67	49,14	883,34	184,5	39,77	1,27	X
	Pil C10	Base	300	1200	164,83	9,53	2239,9	242,4	26,29	0,68	V
		Sommità	300	1200	146,17	10,96	2168,02	246,9	26,29	0,59	V
	Pil D10	Base	300	1200	111,7	7,86	2820,09	202,4	26,29	0,55	V
		Sommità	300	1200	161,91	8,67	2754,12	207,3	26,29	0,78	V
Pil E10	Base	300	800	250,04	10,82	1240,21	166,1	7,78	1,5	X	
	Sommità	300	800	362	8,09	1213,93	167,3	7,78	2,16	X	
Pil F10	Base	300	500	281,21	54,28	586,15	113,4	23,25	2,47	X	
	Sommità	300	500	196,72	27,68	583,69	114,7	17,34	1,71	X	
5,75-9,45	Pil C01	Base	500	1200	243,09	34,66	2053,16	580,7	105,8	0,42	V
		Sommità	500	1200	497,88	20,49	1982,4	586,5	27,2	0,85	V
	Pil D01	Base	500	1200	214,31	28,05	3082,01	611,5	105,8	0,35	V
		Sommità	500	1200	260,34	22,94	3011,26	613,8	79,5	0,42	V
	Pil C16	Base	500	1200	262,53	60,51	2636,02	596,6	159,1	0,44	V
		Sommità	500	1200	356,91	53,75	2636,02	603,8	105,8	0,59	V
	Pil D16	Base	500	1200	162,26	17,52	3327,94	744,1	107,3	0,22	V
		Sommità	500	1200	244,1	12,38	3257,19	744,7	71,61	0,33	V
	Pil C10	Base	300	1200	238,34	19,34	1836,28	262,6	26,29	0,91	V
		Sommità	300	1200	313,26	13,55	1793,83	262,5	26,29	1,19	X
	Pil D10	Base	300	1200	155,5	14,91	2440,4	229,3	26,29	0,68	V
		Sommità	300	1200	242,96	8,42	2397,95	232,1	26,29	1,04	X
9,45-14,65	Pil C01	Base	500	1200	463,46	44,5	2011,79	582,1	79,5	0,79	V
		Sommità	500	1200	497,4	52,53	1912,35	576,8	79,5	0,86	V
	Pil D01	Base	500	1200	488,46	20,7	2166,21	595,1	27,2	0,82	V
		Sommità	500	1200	350,06	58,55	2066,77	581,4	105,8	0,6	V
	Pil C16	Base	500	1200	146,63	77,5	2105,27	547,2	291,4	0,27	V
		Sommità	500	1200	227,95	77,3	2005,83	559,5	212,4	0,4	V
	Pil D16	Base	500	1200	293,53	11,35	2318,14	676,2	36,71	0,44	V
		Sommità	500	1200	339,31	68,97	2218,7	658	142,7	0,51	V
	Pil C10	Base	300	1200	300,38	18,21	1375,05	253,9	26,29	1,18	X
		Sommità	300	1200	178,35	21,28	1315,39	250,3	52,9	0,7	V
	Pil D10	Base	300	1200	233,86	5,34	1679,69	261,6	26,29	0,89	V
		Sommità	300	1200	170,31	15,38	1620,02	260,7	16,29	0,65	V
14,65-19,85	Pil C01	Base	500	1200	408,29	58,83	1575,42	549,2	79,5	0,74	V
		Sommità	500	1200	915,32	128,41	1475,98	539,6	79,5	1,7	X
	Pil D01	Base	500	1200	771,61	88,37	1735,64	869	105,8	0,89	V
		Sommità	500	1200	1431,55	146,41	1700,03	867,6	105,8	1,65	X
	Pil C16	Base	500	1200	206,05	60,75	1665,11	543,4	185,6	0,38	V
		Sommità	500	1200	362,5	72,12	1565,66	542,7	132,3	0,66	V
	Pil D16	Base	500	1200	763,77	208,34	1881,41	839,1	238,9	0,91	V
		Sommità	500	1200	1429,63	107,63	1845,83	879,1	79,5	1,62	X
	Pil C10	Base	300	1200	187,16	22,15	992,93	228,3	52,9	0,8	V
		Sommità	300	1200	450,91	25,94	933,27	229,3	26,29	1,96	X
	Pil D10	Base	300	1200	504,08	54,9	1314,78	376,9	71,4	1,32	X
		Sommità	300	1200	1346,012	27,41	1293,41	379,2	35,48	3,53	X

Verifica a taglio delle travi a quota 5,75.

ALLINEAMENTO		b [mm]	h [mm]	d [mm]	Asw [mm ²]	s [mm]	Ved [KN]	Vred [KN]	Vrzd [KN]	Vrd [KN]			
5,75	1	C-D	Campata	500	660	630	100,53	200	0	582,95	197,36	197,36	V
			Appoggio C	500	660	630	157,08	200	322,74	582,95	308,39	308,39	X
			Appoggio D	500	660	630	157,08	200	300,84	582,95	308,39	308,39	V
	3	C-D	Campata	500	660	630	100,53	200	0	582,95	197,36	197,36	V
			Appoggio C	500	660	630	157,08	200	319,89	582,95	308,39	308,39	X
			Appoggio D	500	660	630	157,08	200	304,31	582,95	308,39	308,39	V
	5	C-D	Campata	500	660	630	100,53	200	0	582,95	197,36	197,36	V
			Appoggio C	500	660	630	157,08	200	324,89	582,95	308,39	308,39	X
			Appoggio D	500	660	630	157,08	200	297,78	582,95	308,39	308,39	V
	14	C-D	Campata	500	660	630	100,53	200	0	582,95	197,36	197,36	V
			Appoggio C	500	660	630	157,08	200	274,86	582,95	308,39	308,39	V
			Appoggio D	500	660	630	157,08	150	345,42	582,95	411,18	411,18	V
	15	C-D	Campata	500	660	630	100,53	200	0	582,95	197,36	197,36	V
			Appoggio C	500	660	630	157,08	200	274,95	582,95	308,39	308,39	V
			Appoggio D	500	660	630	157,08	150	345,53	582,95	411,18	411,18	V
	10	C-D	Campata	300	660	630	100,53	200	0	349,77	197,36	197,36	V
			Appoggio C	300	660	630	157,08	200	305,11	349,77	308,39	308,39	V
			Appoggio D	300	660	630	157,08	200	286,83	349,77	308,39	308,39	V
	C	.1-.2	Campata	450	660	630	100,53	200	0	524,65	197,36	197,36	V
			Appoggio 1	450	660	630	100,53	200	36,63	524,65	197,36	197,36	V
			Appoggio 2	450	660	630	100,53	200	31,58	524,65	197,36	197,36	V
	C	.3-.4	Campata	450	660	630	235,62	200	0	524,65	462,58	462,58	V
			Appoggio 3	450	660	630	235,62	200	327,2	524,65	462,58	462,58	V
			Appoggio 4	450	660	630	235,62	200	332,01	524,65	462,58	462,58	V
	C	.9-.10	Campata	450	660	630	100,53	200	0	524,65	197,36	197,36	V
			Appoggio 9	450	660	630	100,53	200	30,43	524,65	197,36	197,36	V
			Appoggio 10	450	660	630	100,53	200	29,53	524,65	197,36	197,36	V
	D	.1-.2	Campata	1200	260	230	50,27	200	0	510,77	36,03	36,03	V
			Appoggio 1	1200	260	230	50,27	200	29,55	510,77	36,03	36,03	V
			Appoggio 2	1200	260	230	50,27	200	29,88	510,77	36,03	36,03	V
	D	.3-.4	Campata	1200	260	230	50,27	200	0	510,77	36,03	36,03	V
			Appoggio 3	1200	260	230	50,27	200	29,78	510,77	36,03	36,03	V
			Appoggio 4	1200	260	230	50,27	200	29,88	510,77	36,03	36,03	V
	D	.9-.10	Campata	1200	260	230	50,27	200	0	510,77	36,03	36,03	V
			Appoggio 9	1200	260	230	50,27	200	31,16	510,77	36,03	36,03	V
			Appoggio 10	1200	260	230	50,27	200	26,87	510,77	36,03	36,03	V

Verifica a taglio delle travi a quota 9,45.

ALLINEAMENTO			b [mm]	h [mm]	d [mm]	Asw [mm ²]	s [mm]	Ved [kN]	Vred [kN]	Vrsd [kN]	Vrd [kN]		
9,45	1	C-D	Campata	500	660	630	100,53	200	0	582,95	197,36	197,36	V
			Appoggio C	500	660	630	157,08	200	420,36	582,95	308,39	308,39	X
			Appoggio D	500	660	630	157,08	200	432,29	582,95	308,39	308,39	X
	3	C-D	Campata	500	660	630	100,53	200	0	582,95	197,36	197,36	V
			Appoggio C	500	660	630	157,08	200	411,71	582,95	308,39	308,39	X
			Appoggio D	500	660	630	157,08	200	436,67	582,95	308,39	308,39	X
	5	C-D	Campata	500	660	630	100,53	200	0	582,95	197,36	197,36	V
			Appoggio C	500	660	630	157,08	200	422,84	582,95	308,39	308,39	X
			Appoggio D	500	660	630	157,08	200	427,92	582,95	308,39	308,39	X
	14	C-D	Campata	500	660	630	100,53	200	0	582,95	197,36	197,36	V
			Appoggio C	500	660	630	100,53	150	361,25	582,95	263,15	263,15	X
			Appoggio D	500	660	630	157,08	150	486,09	582,95	411,18	411,18	X
	15	C-D	Campata	500	660	630	100,53	200	0	582,95	197,36	197,36	V
			Appoggio C	500	660	630	100,53	150	361,18	582,95	263,15	263,15	X
			Appoggio D	500	660	630	157,08	150	486,05	582,95	411,18	411,18	X
	10	C-D	Campata	300	660	630	100,53	200	0	349,77	197,36	197,36	V
			Appoggio C	300	660	630	157,08	200	403,71	349,77	308,39	308,39	X
			Appoggio D	300	660	630	157,08	200	415,91	349,77	308,39	308,39	X
	C	.1-.2	Campata	450	660	630	100,53	200	0	524,65	197,36	197,36	V
			Appoggio 1	450	660	630	100,53	200	23,51	524,65	197,36	197,36	V
			Appoggio 2	450	660	630	100,53	200	40,92	524,65	197,36	197,36	V
	C	.2-.3	Campata	450	660	630	235,62	200	0	524,65	462,58	462,58	V
			Appoggio 2	450	660	630	235,62	125	422,58	524,65	740,12	524,65	V
			Appoggio 3	450	660	630	235,62	125	416,23	524,65	740,12	524,65	V
	C	.9-.10	Campata	450	660	630	100,53	200	0	524,65	197,36	197,36	V
			Appoggio 9	450	660	630	100,53	200	45,89	524,65	197,36	197,36	V
			Appoggio 10	450	660	630	100,53	200	17,92	524,65	197,36	197,36	V
	D	.1-.2	Campata	1200	260	230	50,27	200	0	510,77	36,03	36,03	V
			Appoggio 1	1200	260	230	50,27	200	29,76	510,77	36,03	36,03	V
			Appoggio 2	1200	260	230	50,27	200	29,83	510,77	36,03	36,03	V
	D	.2-.3	Campata	1200	260	230	50,27	200	0	510,77	36,03	36,03	V
			Appoggio 2	1200	260	230	50,27	200	28,31	510,77	36,03	36,03	V
			Appoggio 3	1200	260	230	50,27	200	29,83	510,77	36,03	36,03	V
	D	.9-.10	Campata	1200	260	230	50,27	200	0	510,77	36,03	36,03	V
			Appoggio 9	1200	260	230	50,27	200	29,75	510,77	36,03	36,03	V
			Appoggio 10	1200	260	230	50,27	200	28,31	510,77	36,03	36,03	V
	1	D-E	Campata	500	1000	970	157,08	200	0	897,55	474,82	474,82	V
			Appoggio D	500	1000	970	314,16	150	526,7	897,55	1266,17	897,55	V
			Appoggio E	500	1000	970	452,39	150	524,22	897,55	1823,29	897,55	V
	1	E-E1	Campata	500	1000	970	314,16	150	316,13	897,55	1266,17	897,55	V
			Appoggio E	500	1000	970	157,08	200	316,13	897,55	474,82	474,82	V
			Appoggio E1	500	1000	970	314,16	150	261,15	897,55	1266,17	897,55	V
	1	E1-F	Campata	500	700	670	157,08	200	0	619,96	327,97	327,97	V
			Appoggio E1	500	700	670	314,16	200	280,89	619,96	655,93	619,96	V
			Appoggio F	500	700	670	314,16	200	276,51	619,96	655,93	619,96	V
	1	F-F1	Campata	500	400	370	157,08	150	66,38	342,37	241,49	241,49	V
			Appoggio F	500	400	370	157,08	150	112,98	342,37	241,49	241,49	V
			Appoggio F1	500	400	370	157,08	150	6,28	342,37	241,49	241,49	V
10	D-E	Campata	300	1000	970	157,08	200	0	538,53	474,82	474,82	V	
		Appoggio D	300	1000	970	157,08	150	492,31	538,53	633,09	538,53	V	
		Appoggio E	300	1000	970	226,19	150	487,76	538,53	911,62	538,53	V	
10	E-E1	Campata	300	1000	970	157,08	150	0,00	538,53	633,09	538,53	V	
		Appoggio E	300	1000	970	226,19	150	342,86	538,53	911,62	538,53	V	
		Appoggio E1	300	1000	970	157,08	150	261,49	538,53	633,09	538,53	V	
10	E1-F	Campata	300	700	670	157,08	200	0	371,98	327,97	327,97	V	
		Appoggio E1	300	700	670	157,08	150	266,43	371,98	437,29	371,98	V	
		Appoggio F	300	700	670	157,08	150	263,24	371,98	437,29	371,98	V	
10	F-F1	Campata	300	700	670	157,08	150	36,98	371,98	437,29	371,98	V	
		Appoggio F	300	700	670	157,08	150	106,94	371,98	437,29	371,98	V	
		Appoggio F1	300	700	670	157,08	150	5,22	371,98	437,29	371,98	V	
15	D-E	Campata	500	1000	970	157,08	200	0	897,55	474,82	474,82	V	
		Appoggio D	500	1000	970	314,16	150	528,36	897,55	1266,17	897,55	V	
		Appoggio E	500	1000	970	452,39	150	522,62	897,55	1823,29	897,55	V	
15	E-E1	Campata	500	1000	970	314,16	150	350,3	897,55	1266,17	897,55	V	
		Appoggio E	500	1000	970	157,08	200	390,97	897,55	474,82	474,82	V	
		Appoggio E1	500	1000	970	314,16	150	301,76	897,55	1266,17	897,55	V	
15	E1-F	Campata	500	700	670	157,08	200	0	619,96	327,97	327,97	V	
		Appoggio E1	500	700	670	314,16	200	277,9	619,96	655,93	619,96	V	
		Appoggio F	500	700	670	314,16	200	279,5	619,96	655,93	619,96	V	
15	F-F1	Campata	500	400	370	157,08	150	68,22	342,37	241,49	241,49	V	
		Appoggio F	500	400	370	157,08	150	117,42	342,37	241,49	241,49	V	
		Appoggio F1	500	400	370	157,08	150	9,53	342,37	241,49	241,49	V	

Verifica a taglio delle travi a quota 14,65.

ALLINEAMENTO		b [mm]	h [mm]	d [mm]	Asw [mm ²]	s [mm]	Ved [KN]	Vred [KN]	Vrsd [KN]	Vrd [KN]			
14,65	1	C-D	Campata	500	660	630	100,53	200	0	582,95	197,36	197,36	V
			Appoggio C	500	660	630	100,53	200	306,96	582,95	197,36	197,36	X
			Appoggio D	500	660	630	157,08	150	313,3	582,95	411,18	411,18	V
	3	C-D	Campata	500	660	630	100,53	200	0	582,95	197,36	197,36	V
			Appoggio C	500	660	630	100,53	200	305,26	582,95	197,36	197,36	X
			Appoggio D	500	660	630	157,08	150	326,98	582,95	411,18	411,18	V
	5	C-D	Campata	500	660	630	100,53	200	0	582,95	197,36	197,36	V
			Appoggio C	500	660	630	100,53	200	306,34	582,95	197,36	197,36	X
			Appoggio D	500	660	630	157,08	150	325,51	582,95	411,18	411,18	V
	14	C-D	Campata	500	660	630	100,53	200	0	582,95	197,36	197,36	V
			Appoggio C	500	660	630	100,53	150	266,08	582,95	263,15	263,15	X
			Appoggio D	500	660	630	157,08	150	354,8	582,95	411,18	411,18	V
	15	C-D	Campata	500	660	630	100,53	200	0	582,95	197,36	197,36	V
			Appoggio C	500	660	630	100,53	150	354,06	582,95	263,15	263,15	X
			Appoggio D	500	660	630	157,08	150	266,84	582,95	411,18	411,18	V
	10	C-D	Campata	300	660	630	100,53	200	0	349,77	197,36	197,36	V
			Appoggio C	300	660	630	100,53	200	297,84	349,77	197,36	197,36	X
			Appoggio D	300	660	630	100,53	150	297,59	349,77	263,15	263,15	X
	C	.1-.2	Campata	450	660	630	100,53	200	42,8	524,65	197,36	197,36	V
			Appoggio 1	450	660	630	100,53	200	46,52	524,65	197,36	197,36	V
			Appoggio 2	450	660	630	100,53	200	40,53	524,65	197,36	197,36	V
	C	.2-.3	Campata	450	660	630	100,53	200	16,03	524,65	197,36	197,36	V
			Appoggio 2	450	660	630	100,53	200	39,79	524,65	197,36	197,36	V
			Appoggio 3	450	660	630	100,53	200	39,1	524,65	197,36	197,36	V
	C	.9-.10	Campata	450	660	630	100,53	200	0	524,65	197,36	197,36	V
			Appoggio 9	450	660	630	100,53	200	35,99	524,65	197,36	197,36	V
			Appoggio 10	450	660	630	100,53	200	29,3	524,65	197,36	197,36	V
	D	.1-.2	Campata	350	310	280	157,08	250	0	181,36	109,65	109,65	V
			Appoggio 1	350	310	280	157,08	250	0	181,36	109,65	109,65	V
			Appoggio 2	350	310	280	157,08	250	0	181,36	109,65	109,65	V
D	.2-.3	Campata	350	310	280	157,08	250	0	181,36	109,65	109,65	V	
		Appoggio 2	350	310	280	157,08	250	0	181,36	109,65	109,65	V	
		Appoggio 3	350	310	280	157,08	250	0	181,36	109,65	109,65	V	
D	.9-.10	Campata	350	310	280	157,08	250	0	181,36	109,65	109,65	V	
		Appoggio 9	350	310	280	157,08	250	0	181,36	109,65	109,65	V	
		Appoggio 10	350	310	280	157,08	250	0	181,36	109,65	109,65	V	

Verifica a taglio delle travi a quota 19,85.

ALLINEAMENTO			b [mm]	h [mm]	d [mm]	Asw [mm ²]	s [mm]	Ved [kN]	Vred [kN]	Vrsd [kN]	Vrd [kN]		
19,85	1	C-D	Campata	500	660	630	383,27	200	288,84	582,95	752,45	582,95	V
			Appoggio C	500	660	630	383,27	200	398,35	582,95	752,45	582,95	V
			Appoggio D	500	660	630	383,27	200	226,75	582,95	752,45	582,95	V
	3	C-D	Campata	500	660	630	383,27	200	250,66	582,95	752,45	582,95	V
			Appoggio C	500	660	630	383,27	200	360,19	582,95	752,45	582,95	V
			Appoggio D	500	660	630	383,27	200	196,64	582,95	752,45	582,95	V
	5	C-D	Campata	500	660	630	383,27	200	271,72	582,95	752,45	582,95	V
			Appoggio C	500	660	630	383,27	200	386,16	582,95	752,45	582,95	V
			Appoggio D	500	660	630	383,27	200	156,25	582,95	752,45	582,95	V
	14	C-D	Campata	500	660	630	383,27	200	119,52	582,95	752,45	582,95	V
			Appoggio C	500	660	630	383,27	200	307,61	582,95	752,45	582,95	V
			Appoggio D	500	660	630	383,27	200	91,5	582,95	752,45	582,95	V
	15	C-D	Campata	500	660	630	383,27	200	120,49	582,95	752,45	582,95	V
			Appoggio C	500	660	630	383,27	200	308,88	582,95	752,45	582,95	V
			Appoggio D	500	660	630	383,27	200	90,53	582,95	752,45	582,95	V
	10	C-D	Campata	300	660	630	235,62	200	137,93	349,77	462,58	349,77	V
			Appoggio C	300	660	630	235,62	200	316,78	349,77	462,58	349,77	V
			Appoggio D	300	660	630	235,62	200	95,09	349,77	462,58	349,77	V
	C	.1-2	Campata	450	660	630	100,53	200	40,97	524,65	197,36	197,36	V
			Appoggio 1	450	660	630	100,53	200	71,07	524,65	197,36	197,36	V
			Appoggio 2	450	660	630	100,53	200	68,98	524,65	197,36	197,36	V
	C	.2-3	Campata	450	660	630	100,53	200	36,5	524,65	197,36	197,36	V
			Appoggio 2	450	660	630	100,53	200	62,56	524,65	197,36	197,36	V
			Appoggio 3	450	660	630	100,53	200	62,67	524,65	197,36	197,36	V
	C	.9-10	Campata	450	660	630	100,53	200	36,56	524,65	197,36	197,36	V
			Appoggio 9	450	660	630	100,53	200	60,39	524,65	197,36	197,36	V
			Appoggio 10	450	660	630	100,53	200	52,95	524,65	197,36	197,36	V
	D	.1-2	Campata	1500	260	230	50,27	200	0	638,47	36,03	36,03	V
			Appoggio 1	1500	260	230	50,27	200	0	638,47	36,03	36,03	V
			Appoggio 2	1500	260	230	50,27	200	0	638,47	36,03	36,03	V
	D	.2-3	Campata	1500	260	230	50,27	200	0	638,47	36,03	36,03	V
			Appoggio 2	1500	260	230	50,27	200	0	638,47	36,03	36,03	V
			Appoggio 3	1500	260	230	50,27	200	0	638,47	36,03	36,03	V
	D	.9-10	Campata	1500	260	230	50,27	200	0	638,47	36,03	36,03	V
			Appoggio 9	1500	260	230	50,27	200	0	638,47	36,03	36,03	V
			Appoggio 10	1500	260	230	50,27	200	0	638,47	36,03	36,03	V
	1	C1-D	Campata	500	1100	1070	383,27	200	514,88	990,08	1277,97	990,08	V
			Appoggio C1	500	720	690	383,27	100	340,44	638,47	1648,22	638,47	V
			Appoggio D	500	1420	1390	471,24	200	681,31	1286,18	2041,22	1286,18	V
	1	D-D1	Campata	500	950	920	414,69	200	406,1	851,29	1188,90	851,29	V
			Appoggio D	500	1420	1390	414,69	200	760,72	1286,18	1796,27	1286,18	V
			Appoggio D1	500	350	320	414,69	250	135,98	296,10	330,82	296,10	V
	10	C1-D	Campata	300	1100	1070	235,62	200	389,92	594,05	785,65	594,05	V
			Appoggio C1	300	720	690	235,62	100	243,26	383,08	1013,27	383,08	V
			Appoggio D	300	1420	1390	235,62	200	552,05	771,71	1020,61	771,71	V
	10	D-D1	Campata	300	950	920	235,62	200	249,55	510,77	675,51	510,77	V
			Appoggio D	300	1420	1390	235,62	200	685,22	771,71	1020,61	771,71	V
			Appoggio D1	300	350	320	235,62	250	80,24	177,66	187,97	177,66	V
	15	C1-D	Campata	500	1100	1070	383,27	200	565,03	990,08	1277,97	990,08	V
			Appoggio C1	500	720	690	383,27	100	391,6	638,47	1648,22	638,47	V
Appoggio D			500	1420	1390	471,24	200	724,46	1286,18	2041,22	1286,18	V	
15	D-D1	Campata	500	950	920	414,69	200	519,09	851,29	1188,90	851,29	V	
		Appoggio D	500	1420	1390	414,69	200	802,08	1286,18	1796,27	1286,18	V	
		Appoggio D1	500	350	320	414,69	250	101,35	296,10	330,82	296,10	V	

Verifica a taglio dei pilastri in direzione x.

ALLINEAMENTO		b [mm]	h [mm]	d [mm]	Asw [mm ²]	s [mm]	Vedx [KN]	Vred [KN]	Vrsd [KN]	Vrdx [KN]		
0,00-5,75	Pil C01	Base	500	1200	1170	402,12	200	78,7	967,44	1466,13	967,44	V
		Sommità										
	Pil D01	Base	500	1200	1170	402,12	200	57,78	967,44	1466,13	967,44	V
		Sommità										
	Pil E01	Base	500	800	770	100,53	200	315,82	636,69	241,22	241,22	X
		Sommità										
	Pil F01	Base	500	500	470	201,06	200	1161,26	388,63	294,48	294,48	X
		Sommità										
	Pil C02	Base	500	1200	1170	402,12	200	73,11	967,44	1466,13	967,44	V
		Sommità										
	Pil D02	Base	500	1200	1170	402,12	200	52,25	967,44	1466,13	967,44	V
		Sommità										
Pil E02	Base	500	800	770	100,53	200	339,58	636,69	241,22	241,22	X	
	Sommità											
Pil F02	Base	500	500	470	201,06	200	1183,76	388,63	294,48	294,48	X	
	Sommità											
Pil C10	Base	300	1200	1170	301,59	200	53,59	580,47	1099,60	580,47	V	
	Sommità											
Pil D10	Base	300	1200	1170	301,59	200	45,76	580,47	1099,60	580,47	V	
	Sommità											
Pil E10	Base	300	800	770	201,06	200	171,01	382,02	482,45	382,02	V	
	Sommità											
Pil F10	Base	300	500	470	100,53	200	651,41	233,18	147,24	147,24	X	
	Sommità											
5,75-9,45	Pil C01	Base	500	1200	1170	402,12	200	168,3	967,44	1466,13	967,44	V
		Sommità										
	Pil D01	Base	500	1200	1170	402,12	200	36,4	967,44	1466,13	967,44	V
		Sommità										
	Pil C16	Base	500	1200	1170	402,12	200	167,41	967,44	1466,13	967,44	V
		Sommità										
Pil D16	Base	500	1200	1170	402,12	200	23,45	967,44	1466,13	967,44	V	
	Sommità											
Pil C10	Base	500	1200	1170	301,59	200	149,09	967,44	1099,60	967,44	V	
	Sommità											
Pil D10	Base	500	1200	1170	301,59	200	28,94	967,44	1099,60	967,44	V	
	Sommità											
9,45-14,65	Pil C01	Base	500	1200	1170	402,12	200	183,86	967,44	1466,13	967,44	V
		Sommità										
	Pil D01	Base	500	1200	1170	402,12	200	154,36	967,44	1466,13	967,44	V
		Sommità										
	Pil C16	Base	500	1200	1170	402,12	200	85,35	967,44	1466,13	967,44	V
		Sommità										
	Pil D16	Base	500	1200	1170	402,12	200	123,78	967,44	1466,13	967,44	V
		Sommità										
Pil C10	Base	500	1200	1170	301,59	200	95,53	967,44	1099,60	967,44	V	
	Sommità											
Pil D10	Base	500	1200	1170	301,59	200	860,35	967,44	1099,60	967,44	V	
	Sommità											
Pil D10	Base	500	1200	1170	301,59	100	860,35	967,44	2199,20	967,44	V	
	Sommità											
14,65-19,85	Pil C01	Base	500	1200	1170	402,12	200	249,83	967,44	1466,13	967,44	V
		Sommità										
	Pil D01	Base	500	1200	1170	402,12	100	775,08	967,44	2932,27	967,44	V
		Sommità										
	Pil C16	Base	500	1200	1170	402,12	200	106,12	967,44	1466,13	967,44	V
		Sommità										
	Pil D16	Base	500	1200	1170	402,12	100	442,09	967,44	2932,27	967,44	V
		Sommità										
Pil C10	Base	500	1200	1170	301,59	200	116,49	967,44	1099,60	967,44	V	
	Sommità											
Pil D10	Base	500	1200	1170	301,59	100	472,52	967,44	2199,20	967,44	V	
	Sommità											

Verifica a taglio dei pilastri in direzione z.

ALLINEAMENTO		b [mm]	h [mm]	d [mm]	Asw [mm ²]	s [mm]	Vedz [KN]	Vrcd [KN]	Vrsd [KN]	Vrdz [KN]		
0,00-5,75	Pil C01	Base	1200	500	470	201,06	200	9,6	932,715	294,4800158	294,480016	V
		Sommità										
	Pil D01	Base	1200	500	470	201,06	200	6,2	932,715	294,4800158	294,480016	V
		Sommità										
	Pil E01	Base	800	500	470	201,06	200	18,79	621,81	294,4800158	294,480016	V
		Sommità										
	Pil F01	Base	500	500	470	201,06	200	269,72	388,63125	294,4800158	294,480016	V
		Sommità										
	Pil C02	Base	1200	500	470	201,06	200	9,31	932,715	294,4800158	294,480016	V
		Sommità										
	Pil D02	Base	1200	500	470	201,06	200	5,07	932,715	294,4800158	294,480016	V
		Sommità										
Pil E02	Base	800	500	470	201,06	200	22,45	621,81	294,4800158	294,480016	V	
	Sommità											
Pil F02	Base	500	500	470	201,06	200	350,27	388,63125	294,4800158	294,480016	X	
	Sommità											
Pil C10	Base	1200	300	270	100,53	200	2,59	535,815	84,58468538	84,5846854	V	
	Sommità											
Pil D10	Base	1200	300	270	100,53	200	2,9	535,815	84,58468538	84,5846854	V	
	Sommità											
Pil E10	Base	800	300	270	201,06	200	6,08	357,21	169,1693708	169,169371	V	
	Sommità											
Pil F10	Base	500	300	270	100,53	200	114,41	223,25625	84,58468538	84,5846854	X	
	Sommità											
5,75-9,45	Pil C01	Base	1200	500	470	201,06	200	13,29	932,715	294,4800158	294,480016	V
		Sommità										
	Pil D01	Base	1200	500	470	201,06	200	13,43	932,715	294,4800158	294,480016	V
		Sommità										
	Pil C16	Base	1200	500	470	201,06	200	30,87	932,715	294,4800158	294,480016	V
		Sommità										
Pil D16	Base	1200	500	470	201,06	200	7,77	932,715	294,4800158	294,480016	V	
	Sommità											
Pil C10	Base	1200	500	470	100,53	200	9,9	932,715	147,2400079	147,240008	V	
	Sommità											
Pil D10	Base	1200	500	470	100,53	200	6,52	932,715	147,2400079	147,240008	V	
	Sommità											
9,45-14,65	Pil C01	Base	1200	500	470	201,06	200	18,51	932,715	294,4800158	294,480016	V
		Sommità										
	Pil D01	Base	1200	500	470	201,06	200	9,86	932,715	294,4800158	294,480016	V
		Sommità										
	Pil C16	Base	1200	500	470	201,06	200	29,76	932,715	294,4800158	294,480016	V
		Sommità										
Pil D16	Base	1200	500	470	201,06	200	12,54	932,715	294,4800158	294,480016	V	
	Sommità											
Pil C10	Base	1200	500	470	100,53	200	7,59	932,715	147,2400079	147,240008	V	
	Sommità											
Pil D10	Base	1200	500	470	100,53	200	2,76	932,715	147,2400079	147,240008	V	
	Sommità											
Pil C01	Base	1200	500	470	201,06	200	35,87	932,715	294,4800158	294,480016	V	
	Sommità											
Pil D01	Base	1200	500	470	201,06	100	144,28	932,715	588,9600315	588,960032	V	
	Sommità											
Pil C16	Base	1200	500	470	201,06	200	25,29	932,715	294,4800158	294,480016	V	
	Sommità											
Pil D16	Base	1200	500	470	201,06	100	169,53	932,715	588,9600315	588,960032	V	
	Sommità											
Pil C10	Base	1200	500	470	100,53	200	9,17	932,715	147,2400079	147,240008	V	
	Sommità											
Pil D10	Base	1200	500	470	100,53	100	42,69	932,715	294,4800158	294,480016	V	
	Sommità											

6.5.2. Tribuna Sud

Questa tribuna presenta parecchie analogie strutturali con la tribuna est, ma al contrario di quest'ultima, gli elementi si ripetono con più regolarità alle varie quote. I parametri geometrici delle travi, infatti, non subiscono alcuna variazione alle tre quote, mentre variano leggermente i ferri d'armatura che le compongono, data la differente destinazione d'uso di ogni piano. La Tribuna Sud non presenta corpi di collegamento verticale, né altri setti che possano assorbire parte dell'azione sismica, che viene pertanto assorbita interamente dalla struttura a telaio. Inoltre è bene tenere presente che i pilastri dell'allineamento S reggono due file di tribune. La prima, quella che giace tra l'allineamento R ed S, scarica parte del carico anche sul primo dei due allineamenti, la seconda, invece, è retta interamente dai pilastri in S che risultano quindi ampiamente sollecitati.

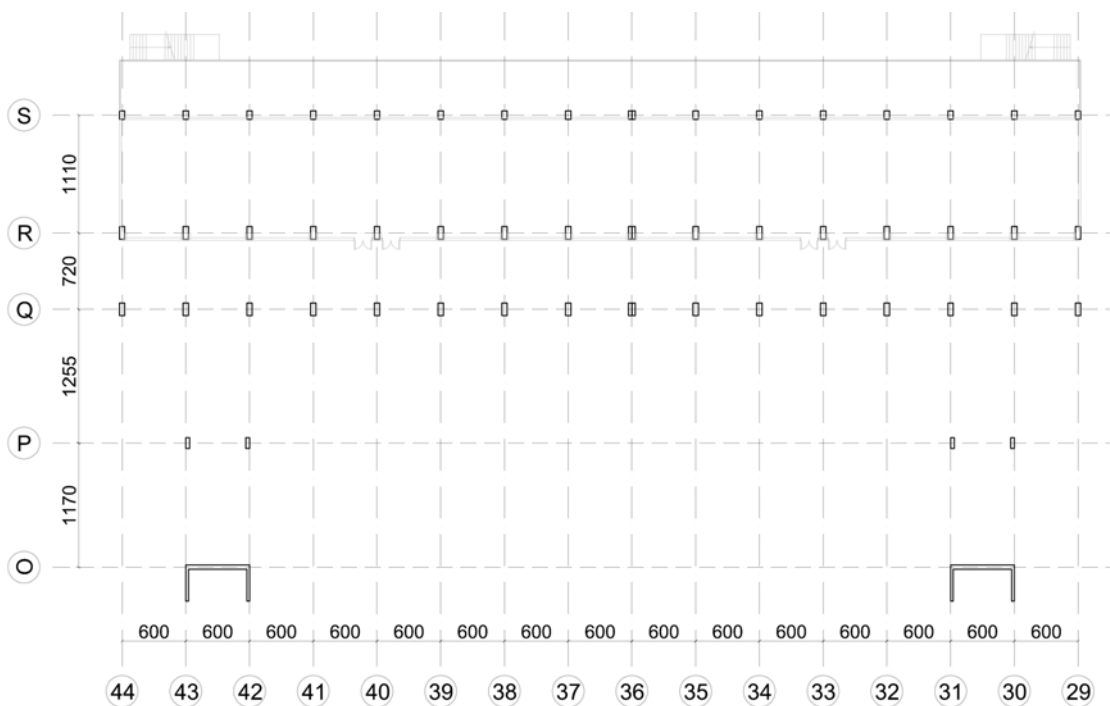


Figura 6.14.
*Pianta orientamento assi
Tribuna Sud*

Verifica estesa della trave Q-R 29 a quota 5,75.

ELEMENTO		
Trave Q-R 29	b [mm]	500
5,75	h [mm]	660
PROPRIETA' DEI MATERIALI		
ACCIAIO	FeB44k	
Fattore di confidenza	FC	1,35
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_s	1,15
Modulo elastico	E [N/mm ²]	210000
Caratteristiche meccaniche	f_{yk} [N/mm ²]	430
	f_{yd} [N/mm ²]	374
	f_{yd} ridotto [N/mm ²]	276,97
CALCESTRUZZO	C28/35	
Fattore di confidenza	FC	1,35
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_c	1,5
Modulo elastico	E [N/mm ²]	32308
Caratteristiche meccaniche	Rck [N/mm ²]	35
	fck [N/mm ²]	28
	fcm [N/mm ²]	36
	fcd [N/mm ²]	15,87
	fcd ridotto [N/mm ²]	11,75
SOLLECITAZIONI AGENTI		
Sforzo di taglio	Ved [KN]	316,38
Momento flettente in campata	Med [KN*m]	167,98
Momento flettente in appoggio	Med [KN*m]	503,52
Sforzo normale	Ned [KN]	0
VERIFICA A FLESSIONE in campata		
Spessore copriferro	c [mm]	30
Altezza utile sezione	d [mm]	630
Armatura superiore	As' [mm ²]	803,84
Quantità barre		4

Diametro barre		16
Armatura inferiore	As [mm ²]	1780,38
Quantità barre		7
Diametro barre		18
Asse neutro	x [mm]	57,53
Deformazione ultima acciaio	ε _s	34,83
Posizione adimensionale	ε	0,09
Braccio di Fc	z [mm]	606,99
Momento resistente	Mrd [KN*m]	299,32
Med < Mrd	VERIFICATA	
VERIFICA A FLESSIONE in appoggio		
Spessore copriferro	c [mm]	30
Altezza utile sezione	d [mm]	630
Armatura superiore	As' [mm ²]	1017,36
Quantità barre		4
Diametro barre		18
Armatura inferiore	As [mm ²]	1968,78
Quantità barre	6	3
Diametro barre	16	18
Asse neutro	x [mm]	56,05
Deformazione ultima acciaio	ε _s	35,84
Posizione adimensionale	ε	0,09
Braccio di Fc	z [mm]	607,58
Momento resistente	Mrd [KN*m]	331,31
Med < Mrd	NON VERIFICATA	
VERIFICA A TAGLIO		
Spessore copriferro	c [mm]	30
Altezza utile sezione	d [mm]	630
Larghezza elemento	b [mm]	500
Coefficiente maggiorativo	α _c	1
Diametro staffe	ø _s [mm]	10
Area resistente a taglio	Asw [mm ²]	157
Passo staffe	s [mm]	200

Resistenza calcestruzzo ridotta	f_{cd} [N/mm ²]	5,88
TAGLIO-TRAZIONE		
	V_{rzd} [KN]	123,28
TAGLIO-COMPRESSIONE		
	V_{rcd} [KN]	833
VERIFICA A TAGLIO		
$V_{rd} = \min (V_{rzd}; V_{rcd})$		
123,28	NON VERIFICATA	

Verifica estesa del pilastro di bordo Q29 da quota 0,00 a quota +5,75.

ELEMENTO		
Pilastro Q29	b [mm]	1200
0,00-5,75	h [mm]	500
PROPRIETA' DEI MATERIALI		
ACCIAIO	FeB44k	
Fattore di confidenza	FC	1,35
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_s	1,15
Modulo elastico	E [N/mm ²]	210000
Caratteristiche meccaniche	f_{yk} [N/mm ²]	430
	f_{yd} [N/mm ²]	374
	f_{yd} ridotto [N/mm ²]	276,97
CALCESTRUZZO	C25/30	
Fattore di confidenza	FC	1,35
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_c	1,5
Modulo elastico	E [N/mm ²]	31476
Caratteristiche meccaniche	Rck [N/mm ²]	30
	fck [N/mm ²]	25
	fcm [N/mm ²]	33
	fcd [N/mm ²]	14,17
	fcd ridotto [N/mm ²]	10,49
SOLLECITAZIONI AGENTI		
Sforzo di taglio	Ved [KN]	221,76
Momento flettente in direzione x	Medx [KN*m]	486,65
Momento flettente in direzione z	Medz [KN*m]	876,91
Sforzo normale	Ned [KN]	1344,91
PRESSOFLESSIONE in direzione X		
Quantità barre		8
Diametro		20
As		2512,00
Momento flettente di progetto	Mrdx [KN*m]	331,7

PRESSOFLESSIONE in direzione Y		
Quantità barre		8
Diametro		20
As		2512,00
Momento flettente di progetto	Mrdz [KN*m]	618,3
VERIFICA A PRESSOFLESSIONE		
1,43 < 1	NON VERIFICATA	
VERIFICA A TAGLIO		
Si ipotizza $\phi=45^\circ$ e $\alpha=90^\circ$		
Spessore copriferro	c [mm]	30
Altezza utile sezione	d [mm]	470
Larghezza elemento	b [mm]	1200
Coefficiente maggiorativo	α_c	1
Diametro staffe	ϕ_s	8
Area resistente a taglio	Asw [mm ²]	406,12
Passo staffe	s [mm]	200
Resistenza calcestruzzo ridotta	f'cd [N/mm ²]	5,24691358
TAGLIO-TRAZIONE		
	Vrsd [KN]	1466,13
TAGLIO-COMPRESSIONE		
	Vrcd [KN]	967,44
VERIFICA A TAGLIO		
Vrd = min (Vrsd;Vrcd)		
967,44	VERIFICATA	

I risultati ottenuti per la verifica a pressoflessione sono stati ricavati anche in questo caso mediante l'utilizzo del software VcaSlu del prof. Gelfi.

Verifica C.A. S.L.U. - File: EST_pilastro_C1

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: est_pilastro_C1

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 4 Zoom

N°	b [0,002]	h [0,002]	N°	As [0,002]	d [0,002]
1	1200	500	1	1885	30
			2	628	200
			3	628	300
			4	1885	470

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 1344,91 kN
M_{xEd}: 486,65 kNm
M_{yEd}: 876,91 kNm

P.to applicazione N: Centro Baricentro cls Coord.[0,002]

Materiali: B450C C25/30

Metodo di calcolo: S.L.U. + Metodo n

Tipo flessione: Retta Deviata

N° rett.: 100

Calcola MRd Dominio Mx-My

angolo asse neutro θ°: 325

Precompresso

Figura 6.15. Inserimento parametri pil Q29 Estratto VcaSlu del prof. Gelfi

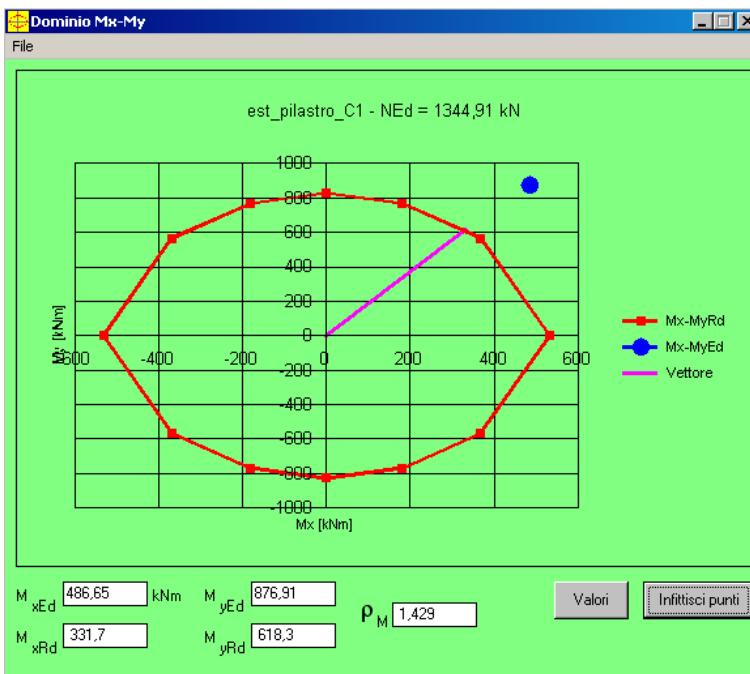


Figura 6.16. Dominio M-N pil Q29 Estratto VcaSlu del prof. Gelfi

Come per la tribuna est, anche in questo caso, è stata riportata solo una verifica estesa, mentre tutte le altre sono state raggruppate in un'unica tabella, suddividendo le verifiche per ogni quota. Per le verifiche a pressoflessione dei pilastri è stato necessario l'utilizzo del programma VcaSlu.

Verifica a momento delle travi a quota 5,75.

ALLINEAMENTO			b [mm]	h [mm]	d [mm]	As [mm ²]	As' [mm ²]	x	Med [KN*m]	Mrd [KN*m]		
5,75	Q-R	29	Campata	500	660	630	1781,28	804,25	57,58	167,98	297,934	V
			Appoggio Q	500	660	630	1017,88	1969,78	56,10	474,56	329,371	X
			Appoggio R	500	660	630	1017,88	1969,78	56,10	503,52	329,371	X
	Q-R	30	Campata	500	660	630	1781,28	804,25	57,58	197,9	297,934	V
			Appoggio Q	500	660	630	1017,88	1969,78	56,10	448,2	329,371	X
			Appoggio R	500	660	630	1017,88	1969,78	56,10	451,68	329,371	X
	Q-R	31	Campata	500	660	630	1781,28	804,25	57,58	197,9	297,934	V
			Appoggio Q	500	660	630	1017,88	1969,78	56,10	436,4	329,371	X
			Appoggio R	500	660	630	1017,88	1969,78	56,10	479,98	329,371	X
	Q-R	32	Campata	500	660	630	1781,28	804,25	57,58	197,45	297,934	V
			Appoggio Q	500	660	630	1017,88	1969,78	56,10	429,78	329,371	X
			Appoggio R	500	660	630	1017,88	1969,78	56,10	457,36	329,371	X
	Q-R	33	Campata	500	660	630	1781,28	804,25	57,58	197,48	297,934	V
			Appoggio Q	500	660	630	1017,88	1969,78	56,10	448,05	329,371	X
			Appoggio R	500	660	630	1017,88	1969,78	56,10	487,3	329,371	X
	Q-R	36	Campata	300	660	630	1005,31	763,4	23,76	187,9	168,456	X
			Appoggio Q	300	660	630	603,18	1313,18	69,74	399,63	218,664	X
			Appoggio R	300	660	630	603,18	1313,18	69,74	423,15	218,664	X
	29-30	Q	Campata	450	660	630	615,75	452,39	10,70	22,26	103,502	V
			Appoggio 29	450	660	630	615,75	452,39	-10,70	327,77	73,636	X
			Appoggio 30	450	660	630	615,75	452,39	-10,70	284,21	73,636	X
	32-33	Q	Campata	450	660	630	452,39	452,39	0,00	14,00	75,187	V
			Appoggio 32	450	660	630	452,39	452,39	0,00	275,82	75,187	X
			Appoggio 33	450	660	630	452,39	452,39	0,00	277,03	75,187	X
	35-36	Q	Campata	450	660	630	615,75	452,39	10,70	31,92	103,502	V
			Appoggio 35	450	660	630	615,75	452,39	-10,70	246,74	73,636	X
			Appoggio 36	450	660	630	615,75	452,39	-10,70	187,38	73,636	X
	29-30	R	Campata	1200	260	230	678,58	678,58	0,00	11,10	37,593	V
			Appoggio 29	1200	260	230	678,58	678,58	0,00	75,35	37,593	X
			Appoggio 30	1200	260	230	678,58	678,58	0,00	72,33	37,593	X
	32-33	R	Campata	1200	260	230	678,58	678,58	0,00	10,82	37,593	V
			Appoggio 32	1200	260	230	678,58	678,58	0,00	72,88	37,593	X
			Appoggio 33	1200	260	230	678,58	678,58	0,00	73,65	37,593	X
	35-36	R	Campata	1200	260	230	678,58	678,58	0,00	11,47	37,593	V
			Appoggio 35	1200	260	230	678,58	678,58	0,00	72,21	37,593	X
			Appoggio 36	1200	260	230	678,58	678,58	0,00	62,64	37,593	X

Verifica a momento delle travi a quota 9,45.

ALLINEAMENTO		b [mm]	h [mm]	d [mm]	As [mm ²]	As' [mm ²]	x	Med [KN*m]	Mrd [KN*m]			
9,45	Q-R	29	Campata	500	660	630	1781,28	804,25	57,58	253,37	297,934	V
			Appoggio Q	500	660	630	1017,88	1969,78	56,10	485,71	329,371	X
			Appoggio R	500	660	630	1017,88	1969,78	56,10	616,02	329,371	X
	Q-R	30	Campata	500	660	630	1781,28	804,25	57,58	254,24	297,934	V
			Appoggio Q	500	660	630	1017,88	1969,78	56,10	470,29	329,371	X
			Appoggio R	500	660	630	1017,88	1969,78	56,10	630,4	329,371	X
	Q-R	31	Campata	500	660	630	1781,28	804,25	57,58	254,68	297,934	V
			Appoggio Q	500	660	630	1017,88	1969,78	56,10	468,88	329,371	X
			Appoggio R	500	660	630	1017,88	1969,78	56,10	633,33	329,371	X
	Q-R	32	Campata	500	660	630	1781,28	804,25	57,58	254,68	297,934	V
			Appoggio Q	500	660	630	1017,88	1969,78	56,10	485,71	329,371	X
			Appoggio R	500	660	630	1017,88	1969,78	56,10	623,78	329,371	X
	Q-R	33	Campata	500	660	630	1781,28	804,25	57,58	255,28	297,934	V
			Appoggio Q	500	660	630	1017,88	1969,78	56,10	502,69	329,371	X
			Appoggio R	500	660	630	1017,88	1969,78	56,10	626,74	329,371	X
	Q-R	36	Campata	300	660	630	1005,31	763,4	23,76	243,51	168,456	X
			Appoggio Q	300	660	630	603,18	1407,43	79,00	440,51	233,559	X
			Appoggio R	300	660	630	603,18	1407,43	79,00	584,42	233,559	X
	30-31	Q	Campata	450	660	630	Verifica eseguita con gelfi			235,35	461,800	V
			Appoggio 29	450	660	630	Verifica eseguita con gelfi			361,94	337,000	X
			Appoggio 30	450	660	630	Verifica eseguita con gelfi			366,15	337,000	X
	32-33	Q	Campata	450	660	630	452,39	804,25	-23,04	12,13	71,365	V
			Appoggio 32	450	660	630	452,39	804,25	23,04	297,69	135,692	X
			Appoggio 33	450	660	630	452,39	804,25	23,04	324,88	135,692	X
	35-36	Q	Campata	450	660	630	804,25	452,39	23,04	32,76	135,692	V
			Appoggio 35	450	660	630	804,25	452,39	-23,04	286,37	71,365	X
			Appoggio 36	450	660	630	804,25	452,39	-23,04	225,19	71,365	X
	29-30	R	Campata	1200	260	230	678,58	678,58	0,00	10,79	37,593	V
			Appoggio 29	1200	260	230	678,58	678,58	0,00	86,37	37,593	X
			Appoggio 30	1200	260	230	678,58	678,58	0,00	88,90	37,593	X
	32-33	R	Campata	1200	260	230	678,58	678,58	0,00	10,57	37,593	V
			Appoggio 32	1200	260	230	678,58	678,58	0,00	87,23	37,593	X
			Appoggio 33	1200	260	230	678,58	678,58	0,00	85,86	37,593	X
	35-36	R	Campata	1200	260	230	678,58	678,58	0,00	10,48	37,593	V
			Appoggio 35	1200	260	230	678,58	678,58	0,00	85,02	37,593	X
			Appoggio 36	1200	260	230	678,58	678,58	0,00	85,23	37,593	X
	R-S	29	Campata	500	1000	970	4247,43	2654,65	93,87	568,32	1102,615	V
			Appoggio R	500	1000	970	3185,58	3185,58	0,00	1018,19	829,461	X
			Appoggio S	500	1000	970	1463,98	9556,72	476,96	1621,36	2127,955	V
	S-S1	29	Campata	500	1000	970	1306,26	7866,54	386,64	1216,21	1821,767	V
			Appoggio S	500	1000	970	1463,98	9556,72	476,96	1570	2127,955	V
			Appoggio S1	500	1000	970	1306,26	7866,54	386,64	862,4	1821,767	V
	S1-S2	29	Campata	500	700	670	2654,64	4021,23	80,54	524,55	712,045	V
			Appoggio S1	500	700	670	2654,64	4021,23	80,54	828,77	712,045	X
			Appoggio S2	500	700	670	1256,64	3619,11	139,23	212,99	624,782	V
	S2-S3	29	Campata	500	700	670	3066,19	3066,19	0,00	110,15	543,574	V
			Appoggio S2	500	700	670	1256,64	3619,11	139,23	220,31	624,782	V
			Appoggio S3	500	700	670	3066,19	3066,19	0,00	0	543,574	V
R-S	36	Campata	300	1000	970	1592,79	1592,79	0,00	286,31	414,731	V	
		Appoggio R	300	1000	970	1592,79	2654,65	104,30	627,34	687,770	V	
		Appoggio S	300	1000	970	804,25	4916,6	403,94	941,78	1130,302	V	
S-S1	36	Campata	300	1000	970	1306,9	4071,5	271,56	693,44	999,928	V	
		Appoggio S	300	1000	970	804,25	4916,6	403,94	925,02	1130,302	V	
		Appoggio S1	300	1000	970	1306,9	4071,5	271,56	461,87	999,928	V	
S1-S2	36	Campata	300	700	670	942,48	1809,56	85,17	290,47	319,822	V	
		Appoggio S1	300	700	670	942,48	2261,95	129,61	434,11	393,015	X	
		Appoggio S2	300	700	670	1592,79	2664,07	105,23	146,83	468,698	V	
S2-S3	36	Campata	300	700	670	1847,26	1884,96	3,70	73,4	334,464	V	
		Appoggio S2	300	700	670	1592,79	2664,07	105,23	146,83	468,698	V	
		Appoggio S3	300	700	670	1847,26	1884,96	3,70	0	334,464	V	
R-S	38	Campata	500	1000	970	4247,43	2654,65	-93,87	558,96	661,415	V	
		Appoggio R	500	1000	970	3185,58	3185,58	0,00	1060,89	829,461	X	
		Appoggio S	500	1000	970	1463,98	9556,72	476,96	1762,28	2127,955	V	
S-S1	38	Campata	500	1000	970	1306,26	7866,54	386,64	1392,29	1821,767	V	
		Appoggio S	500	1000	970	1463,98	9556,72	476,96	1761,82	2127,955	V	
		Appoggio S1	500	1000	970	1306,26	7866,54	386,64	1022,75	1821,767	V	
S1-S2	38	Campata	500	700	670	2654,64	4021,23	80,54	575,93	712,045	V	
		Appoggio S1	500	700	670	2654,64	4021,23	80,54	945,76	712,045	X	
		Appoggio S2	500	700	670	1256,64	3619,11	139,23	206,1	624,782	V	
S2-S3	38	Campata	500	700	670	3066,19	3066,19	0,00	110,15	543,574	V	
		Appoggio S2	500	700	670	1256,64	3619,11	139,23	220,31	624,782	V	
		Appoggio S3	500	700	670	3066,19	3066,19	0,00	0	543,574	V	

Verifica a momento delle travi a quota 14,65.

ALLINEAMENTO			b [mm]	h [mm]	d [mm]	As [mm ²]	As' [mm ²]	x	Med [KN*m]	Mrd [KN*m]		
14,65	Q-R	29	Campata	500	660	630	1077,56	615,75	27,22	184,34	181,535	X
			Appoggio Q	500	660	630	615,75	1385,44	45,36	422,99	232,788	X
			Appoggio R	500	660	630	615,75	2095,44	87,21	486,96	346,261	X
	Q-R	35	Campata	500	660	630	1407,43	804,25	35,55	165,4	236,551	V
			Appoggio Q	500	660	630	804,25	1809,56	59,25	500,97	302,503	X
			Appoggio R	500	660	630	804,25	2927,96	125,16	590,93	474,823	X
	Q-R	36	Campata	300	660	630	1005,31	603,19	39,50	154,78	168,664	V
			Appoggio Q	300	660	630	603,19	1407,43	79,00	375,31	233,559	X
			Appoggio R	300	660	630	603,19	2145,71	151,52	424,28	343,539	X
	29-30	Q	Campata	300	660	630	615,75	452,39	16,05	33,74	103,405	V
			Appoggio 29	300	660	630	615,75	452,39	-16,05	325,07	73,539	X
			Appoggio 30	300	660	630	615,75	452,39	-16,05	278,70	73,539	X
	37-38	Q	Campata	300	660	630	615,75	452,39	16,05	10,16	103,405	V
			Appoggio 37	300	660	630	615,75	452,39	-16,05	261,46	73,539	X
			Appoggio 38	300	660	630	615,75	452,39	-16,05	248,10	73,539	X
	29-30	R	Campata	1200	260	230	615,75	452,39	4,01	12,59	35,397	V
			Appoggio 29	1200	260	230	615,75	452,39	-4,01	96,94	23,632	X
			Appoggio 30	1200	260	230	615,75	452,39	-4,01	89,62	23,632	X
	43-44	R	Campata	1200	260	230	615,75	452,39	4,01	12,75	35,397	V
			Appoggio 43	1200	260	230	615,75	452,39	-4,01	94,26	23,632	X
Appoggio 44			1200	260	230	615,75	452,39	-4,01	97,18	23,632	X	

Verifica a pressoflessione dei pilastri.

ALLINEAMENTO			b [mm]	h [mm]	Medx [KN*m]	Medz [KN*m]	N [KN]	Mrdx [KN*m]	Mrdz [KN*m]	ρ	
5,75-9,45	Pil Q29	Base	500	1200	486,65	876,91	1344,91	331,7	618,3	1,43	X
		Sommità	500	1200	374,19	403,03	1234,95	482,9	79,5	0,77	V
	Pil R29	Base	500	1200	389,93	739,69	2057,21	346,6	659,6	1,12	X
		Sommità	500	1200	189,33	248,16	1947,25	411,5	545,8	0,46	V
	Pil S29	Base	500	800	1068,23	1383,74	1421,88	241,7	324	4,32	X
		Sommità	500	800	766,4	403,03	1387,41	365,1	196,3	2,09	X
	Pil Q34	Base	500	1200	530,56	789,56	1430,07	364,3	559,2	1,43	X
		Sommità	500	1200	390,65	338,09	1320,12	428,8	376,8	0,91	V
	Pil R34	Base	500	1200	408,87	736,07	2247,8	375	688,5	1,07	X
		Sommità	500	1200	220,89	167,51	2137,84	514,3	414,7	0,42	V
	Pil S34	Base	500	800	1106,07	1490,15	1553,35	238,4	330,1	4,56	X
		Sommità	500	800	851,81	867,81	1508,52	285	301,4	2,93	X
	Pil Q36	Base	300	1200	130,12	629,68	1161,45	96,52	482,3	1,31	X
		Sommità	300	1200	112,23	300,63	1095,48	152,4	413	0,73	V
	Pil R36	Base	300	1200	97,27	609,01	1727,17	80,19	514,7	1,19	X
		Sommità	300	1200	69,85	197,17	1661,19	135,5	434,3	0,45	V
	Pil S36	Base	300	800	248,31	1098,48	1252,3	52,37	233,3	4,71	X
		Sommità	300	800	196,76	587,19	1225,4	73,21	224,3	2,62	X
9,45-14,65	Pil Q30	Base	500	1200	433,17	205,61	1580,97	484,8	238,4	0,89	V
		Sommità	500	1200	427,81	380,04	1510,21	435,2	403	0,97	V
	Pil R30	Base	500	1200	69,18	394,75	1711,46	139,6	814,4	0,49	V
		Sommità	500	1200	146,92	485,61	1640,71	226,9	776,5	0,64	V
	Pil Q36	Base	300	1200	148,86	194,82	780,07	187,6	258,5	0,77	V
		Sommità	300	1200	140,48	346,92	737,62	144,6	370,5	0,94	V
	Pil R36	Base	300	1200	29,49	331,76	1334,07	45,01	516,3	0,64	V
		Sommità	300	1200	21,88	371,56	1291,62	29,26	519,7	0,71	V
	Pil Q37	Base	500	1200	315,94	260,72	972,29	408,5	343,3	0,77	V
		Sommità	500	1200	279,57	399,11	901,54	336,2	490,8	0,82	V
	Pil R37	Base	500	1200	55,05	350,41	1823,68	126,6	826,8	0,42	V
		Sommità	500	1200	74,46	544,66	1752,93	168,3	805,3	0,43	V

Verifica a taglio delle travi a quota 5,75.

ALLINEAMENTO			b [mm]	h [mm]	d [mm]	Asw [mm ²]	s [mm]	Ved [KN]	Vred [KN]	Vrsd [KN]	Vrd [KN]		
5,75	Q-R	29	Campata	500	660	630	100,53	200	0	582,95	197,36	197,36	V
			Appoggio Q	500	660	630	157,08	200	303,89	582,95	308,39	308,39	V
			Appoggio R	500	660	630	157,08	200	316,38	582,95	308,39	308,39	X
	Q-R	30	Campata	500	660	630	100,53	200	0	582,95	197,36	197,36	V
			Appoggio Q	500	660	630	157,08	200	300,97	582,95	308,39	308,39	V
			Appoggio R	500	660	630	157,08	200	319,3	582,95	308,39	308,39	X
	Q-R	31	Campata	500	660	630	100,53	200	0	582,95	197,36	197,36	V
			Appoggio Q	500	660	630	157,08	200	300,35	582,95	308,39	308,39	V
			Appoggio R	500	660	630	157,08	200	319	582,95	308,39	308,39	X
	Q-R	32	Campata	500	660	630	100,53	200	0	582,95	197,36	197,36	V
			Appoggio Q	500	660	630	157,08	200	302,03	582,95	308,39	308,39	V
			Appoggio R	500	660	630	157,08	200	318,23	582,95	308,39	308,39	X
	Q-R	33	Campata	500	660	630	100,53	200	0	582,95	197,36	197,36	V
			Appoggio Q	500	660	630	157,08	200	301,42	582,95	308,39	308,39	V
			Appoggio R	500	660	630	157,08	200	318,84	582,95	308,39	308,39	X
	Q-R	36	Campata	300	660	630	100,53	200	0	349,77	197,36	197,36	V
			Appoggio Q	300	660	630	100,53	200	290,13	349,77	197,36	197,36	X
			Appoggio R	300	660	630	100,53	200	299,84	349,77	197,36	197,36	X
	29-30	Q	Campata	450	660	630	100,53	200	117,166	524,65	197,36	197,36	V
			Appoggio 29	450	660	630	100,53	200	115,71	524,65	197,36	197,36	V
			Appoggio 30	450	660	630	100,53	200	115,5	524,65	197,36	197,36	V
	32-33	Q	Campata	450	660	630	100,53	200	84,21	524,65	197,36	197,36	V
			Appoggio 32	450	660	630	100,53	200	101,836	524,65	197,36	197,36	V
			Appoggio 33	450	660	630	100,53	200	103,376	524,65	197,36	197,36	V
	35-36	Q	Campata	450	660	630	100,53	200	67,956	524,65	197,36	197,36	V
			Appoggio 35	450	660	630	100,53	200	101,836	524,65	197,36	197,36	V
			Appoggio 36	450	660	630	100,53	200	104,797	524,65	197,36	197,36	V
	29-30	R	Campata	1200	260	230	100,53	200	18,466	510,77	72,05	72,05	V
			Appoggio 29	1200	260	230	100,53	200	35,308	510,77	72,05	72,05	V
			Appoggio 30	1200	260	230	100,53	200	35,966	510,77	72,05	72,05	V
	32-33	R	Campata	1200	260	230	100,53	200	19,628	510,77	72,05	72,05	V
			Appoggio 32	1200	260	230	100,53	200	35,084	510,77	72,05	72,05	V
			Appoggio 33	1200	260	230	100,53	200	35,308	510,77	72,05	72,05	V
	35-36	R	Campata	1200	260	230	100,53	200	18,032	510,77	72,05	72,05	V
			Appoggio 35	1200	260	230	100,53	200	34,734	510,77	72,05	72,05	V
			Appoggio 36	1200	260	230	100,53	200	32,9	510,77	72,05	72,05	V

Verifica a taglio delle travi a quota 9,45.

ALLINEAMENTO			b [mm]	h [mm]	d [mm]	Asw [mm ²]	s [mm]	Ved [KN]	Vred [KN]	Vrsd [KN]	Vrd [KN]		
9,45	Q-R	29	Campata	500	660	630	100,53	200	0	582,95	197,36	197,36	V
			Appoggio Q	500	660	630	157,08	200	394,78	582,95	308,39	308,39	X
			Appoggio R	500	660	630	157,08	200	452,29	582,95	308,39	308,39	X
	Q-R	30	Campata	500	660	630	100,53	200	0	582,95	197,36	197,36	V
			Appoggio Q	500	660	630	157,08	200	390,83	582,95	308,39	308,39	X
			Appoggio R	500	660	630	157,08	200	456,23	582,95	308,39	308,39	X
	Q-R	31	Campata	500	660	630	100,53	200	0	582,95	197,36	197,36	V
			Appoggio Q	500	660	630	157,08	200	389,98	582,95	308,39	308,39	X
			Appoggio R	500	660	630	157,08	200	457,08	582,95	308,39	308,39	X
	Q-R	32	Campata	500	660	630	100,53	200	0	582,95	197,36	197,36	V
			Appoggio Q	500	660	630	157,08	200	392,98	582,95	308,39	308,39	X
			Appoggio R	500	660	630	157,08	200	454,68	582,95	308,39	308,39	X
	Q-R	33	Campata	500	660	630	100,53	200	0	582,95	197,36	197,36	V
			Appoggio Q	500	660	630	157,08	200	391,51	582,95	308,39	308,39	X
			Appoggio R	500	660	630	157,08	200	455,57	582,95	308,39	308,39	X
	Q-R	36	Campata	300	660	630	100,53	200	0	349,77	197,36	197,36	V
			Appoggio Q	300	660	630	100,53	200	383,37	349,77	197,36	197,36	X
			Appoggio R	300	660	630	100,53	200	433,31	349,77	197,36	197,36	X
	30-31	Q	Campata	450	660	630	235,62	200	0	524,65	462,58	462,58	V
			Appoggio 29	450	660	630	235,62	125	291,536	524,65	740,12	524,65	V
			Appoggio 30	450	660	630	235,62	125	292,782	524,65	740,12	524,65	V
	32-33	Q	Campata	450	660	630	100,53	200	101,458	524,65	197,36	197,36	V
			Appoggio 32	450	660	630	100,53	200	118,531	524,65	197,36	197,36	V
			Appoggio 33	450	660	630	100,53	200	120,491	524,65	197,36	197,36	V
	35-36	Q	Campata	450	660	630	100,53	200	85,127	524,65	197,36	197,36	V
			Appoggio 35	450	660	630	100,53	200	101,738	524,65	197,36	197,36	V
			Appoggio 36	450	660	630	100,53	200	96,894	524,65	197,36	197,36	V
	29-30	R	Campata	1200	260	230	100,53	200	23,779	510,77	72,05	72,05	V
			Appoggio 29	1200	260	230	100,53	200	39,844	510,77	72,05	72,05	V
			Appoggio 30	1200	260	230	100,53	200	39,816	510,77	72,05	72,05	V
	32-33	R	Campata	1200	260	230	100,53	200	23,534	510,77	72,05	72,05	V
			Appoggio 32	1200	260	230	100,53	200	39,543	510,77	72,05	72,05	V
			Appoggio 33	1200	260	230	100,53	200	39,599	510,77	72,05	72,05	V
	35-36	R	Campata	1200	260	230	100,53	200	24,269	510,77	72,05	72,05	V
			Appoggio 35	1200	260	230	100,53	200	39,886	510,77	72,05	72,05	V
			Appoggio 36	1200	260	230	100,53	200	39,291	510,77	72,05	72,05	V
	R-S	29	Campata	500	1000	970	157,08	200	0	897,55	474,82	474,82	V
			Appoggio R	500	1000	970	314,16	150	486,9	897,55	1266,17	897,55	V
			Appoggio S	500	1000	970	452,39	150	600,07	897,55	1823,29	897,55	V
	S-S1	29	Campata	500	1000	970	314,16	150	524,03	897,55	1266,17	897,55	V
			Appoggio S	500	1000	970	452,39	100	590,24	897,55	2734,94	897,55	V
			Appoggio S1	500	1000	970	314,16	200	458,05	897,55	949,63	897,55	V
	S1-S2	29	Campata	500	700	670	157,08	200	261,56	619,96	327,97	327,97	V
			Appoggio S1	500	700	670	314,16	200	359,36	619,96	655,93	619,96	V
			Appoggio S2	500	700	670	157,08	200	163,76	619,96	327,97	327,97	V
	S2-S3	29	Campata	500	700	670	157,08	250	130,78	619,96	262,37	262,37	V
			Appoggio S2	500	700	670	157,08	200	202,59	619,96	327,97	327,97	V
			Appoggio S3	500	700	670	157,08	250	0	619,96	262,37	262,37	V
	R-S	36	Campata	300	1000	970	157,08	200	0	538,53	474,82	474,82	V
			Appoggio R	300	1000	970	157,08	150	466,03	538,53	633,09	538,53	V
Appoggio S			300	1000	970	226,19	150	550,72	538,53	911,62	538,53	X	
S-S1	36	Campata	300	1000	970	157,08	150	490,11	538,53	633,09	538,53	V	
		Appoggio S	300	1000	970	157,08	100	551,91	538,53	949,63	538,53	X	
		Appoggio S1	300	1000	970	157,08	200	428,31	538,53	474,82	474,82	V	
S1-S2	36	Campata	300	700	670	157,08	200	178,48	371,98	327,97	327,97	V	
		Appoggio S1	300	700	670	157,08	150	271,59	371,98	437,29	371,98	V	
		Appoggio S2	300	700	670	157,08	250	85,36	371,98	262,37	262,37	V	
S2-S3	36	Campata	300	700	670	157,08	250	96,44	371,98	262,37	262,37	V	
		Appoggio S2	300	700	670	157,08	250	192,88	371,98	262,37	262,37	V	
		Appoggio S3	300	700	670	157,08	250	0	371,98	262,37	262,37	V	
R-S	38	Campata	500	1000	970	157,08	200	0	897,55	474,82	474,82	V	
		Appoggio R	500	1000	970	314,16	150	472,44	897,55	1266,17	897,55	V	
		Appoggio S	500	1000	970	452,39	150	614,54	897,55	1823,29	897,55	V	
S-S1	38	Campata	500	1000	970	314,16	150	547,46	897,55	1266,17	897,55	V	
		Appoggio S	500	1000	970	452,39	100	613,56	897,55	2734,94	897,55	V	
		Appoggio S1	500	1000	970	314,16	200	481,36	897,55	949,63	897,55	V	
S1-S2	38	Campata	500	700	670	157,08	200	314,18	619,96	327,97	327,97	V	
		Appoggio S1	500	700	670	314,16	200	411,98	619,96	655,93	619,96	V	
		Appoggio S2	500	700	670	157,08	200	216,38	619,96	327,97	327,97	V	
S2-S3	38	Campata	500	700	670	157,08	250	130,78	619,96	262,37	262,37	V	
		Appoggio S2	500	700	670	157,08	200	202,59	619,96	327,97	327,97	V	
		Appoggio S3	500	700	670	157,08	250	0	619,96	262,37	262,37	V	

Verifica a taglio delle travi a quota 14,65.

ALLINEAMENTO			b [mm]	h [mm]	d [mm]	Asw [mm ²]	s [mm]	Ved [KN]	Vred [KN]	Vrsd [KN]	Vrd [KN]			
14,65	Q-R	29	Campata	500	660	630	100,53	200	0	582,95	197,36	197,36	V	
			Appoggio Q	500	660	630	100,53	200	229,16	582,95	197,36	197,36	X	
			Appoggio R	500	660	630	100,53	200	245,25	582,95	197,36	197,36	X	
	Q-R	35	Campata	500	660	630	100,53	200	0	582,95	197,36	197,36	V	
			Appoggio Q	500	660	630	100,53	200	250,99	582,95	197,36	197,36	X	
			Appoggio R	500	660	630	100,53	200	273,78	582,95	197,36	197,36	X	
	Q-R	36	Campata	300	660	630	100,53	200	0	349,77	197,36	197,36	V	
			Appoggio Q	300	660	630	100,53	200	213,27	349,77	197,36	197,36	X	
			Appoggio R	300	660	630	100,53	200	234,93	349,77	197,36	197,36	X	
	29-30	Q	Campata	300	660	630	100,53	200	96,929	349,77	197,36	197,36	V	
			Appoggio 29	300	660	630	100,53	200	114,044	349,77	197,36	197,36	V	
			Appoggio 30	300	660	630	100,53	200	109,249	349,77	197,36	197,36	V	
	37-38	Q	Campata	300	660	630	100,53	200	79,828	349,77	197,36	197,36	V	
			Appoggio 37	300	660	630	100,53	200	96,95	349,77	197,36	197,36	V	
			Appoggio 38	300	660	630	100,53	200	95,158	349,77	197,36	197,36	V	
	29-30	R	Campata	1200	260	230	100,53	200	26,446	510,77	72,05	72,05	V	
			Appoggio 29	1200	260	230	100,53	200	43,547	510,77	72,05	72,05	V	
			Appoggio 30	1200	260	230	100,53	200	44,338	510,77	72,05	72,05	V	
	43-44	R	Campata	1200	260	230	100,53	200	27,517	510,77	72,05	72,05	V	
			Appoggio 43	1200	260	230	100,53	200	44,415	510,77	72,05	72,05	V	
				Appoggio 44	1200	260	230	100,53	200	43,617	510,77	72,05	72,05	V

Verifica a taglio dei pilastri in direzione x.

		ALLINEAMENTO	b [mm]	h [mm]	d [mm]	Asw [mm ²]	s [mm]	Vedx [KN]	Vred [KN]	Vrsd [KN]	Vrdx [KN]	
0-5,75	Pil Q29	Base	1200	500	470	201,08	200	138,61	932,72	294,51	294,51	V
		Sommità										
	Pil R29	Base	1200	500	470	201,08	200	100,59	932,72	294,51	294,51	V
		Sommità										
	Pil S29	Base	800	500	470	201,08	200	521,68	621,81	294,51	294,51	X
		Sommità										
	Pil Q34	Base	1200	500	470	201,08	200	160,2	932,72	294,51	294,51	V
		Sommità										
	Pil R34	Base	1200	500	470	201,08	200	108,45	932,72	294,51	294,51	V
		Sommità										
	Pil S34	Base	800	500	470	201,08	200	557,99	621,81	294,51	294,51	X
		Sommità										
Pil Q36	Base	1200	300	270	201,08	200	42,7	535,82	169,19	169,19	V	
	Sommità											
Pil R36	Base	1200	300	270	201,08	200	28,61	535,82	169,19	169,19	V	
	Sommità											
Pil S36	Base	800	300	270	201,08	200	126,43	357,21	169,19	169,19	V	
	Sommità											
5,75-9,45	Pil Q30	Base	1200	500	470	201,08	200	258,72	932,72	294,51	294,51	V
		Sommità										
	Pil R30	Base	1200	500	470	201,08	200	55,56	932,72	294,51	294,51	V
		Sommità										
	Pil Q36	Base	1200	300	270	201,08	200	78,53	535,82	169,19	169,19	V
		Sommità										
	Pil R36	Base	1200	300	270	201,08	200	9,43	535,82	169,19	169,19	V
		Sommità										
	Pil Q37	Base	1200	500	470	201,08	200	160	932,72	294,51	294,51	V
		Sommità										
	Pil R37	Base	1200	500	470	201,08	200	31,48	932,72	294,51	294,51	V
		Sommità										

Verifica a taglio dei pilastri in direzione z.

		ALLINEAMENTO	b [mm]	h [mm]	d [mm]	Asw [mm ²]	s [mm]	Vedz [KN]	Vred [KN]	Vrsd [KN]	Vrdz [KN]	
0-5,75	Pil Q29	Base	500	1200	1170	402,16	200	221,76	967,44	1466,28	967,44	V
		Sommità										
	Pil R29	Base	500	1200	1170	402,16	200	150,4	967,44	1466,28	967,44	V
		Sommità										
	Pil S29	Base	500	800	770	201,08	200	582,09	636,69	482,49	482,49	X
		Sommità										
	Pil Q34	Base	500	1200	1170	402,16	200	192,47	967,44	1466,28	967,44	V
		Sommità										
	Pil R34	Base	500	1200	1170	402,16	200	146,89	967,44	1466,28	967,44	V
		Sommità										
	Pil S34	Base	500	800	770	201,08	200	632,47	636,69	482,49	482,49	X
		Sommità										
Pil Q36	Base	300	1200	1170	301,62	200	160,95	580,47	1099,71	580,47	V	
	Sommità											
Pil R36	Base	300	1200	1170	301,62	200	137,88	580,47	1099,71	580,47	V	
	Sommità											
Pil S36	Base	300	800	770	201,08	200	479,37	382,02	482,49	382,02	X	
	Sommità											
5,75-9,45	Pil Q30	Base	500	1200	1170	402,16	200	119,88	967,44	1466,28	967,44	V
		Sommità										
	Pil R30	Base	500	1200	1170	402,16	200	162,21	967,44	1466,28	967,44	V
		Sommità										
	Pil Q36	Base	300	1200	1170	301,62	200	109,18	580,47	1099,71	580,47	V
		Sommità										
	Pil R36	Base	300	1200	1170	301,62	200	141,92	580,47	1099,71	580,47	V
		Sommità										
	Pil Q37	Base	500	1200	1170	402,16	200	110,44	967,44	1466,28	967,44	V
		Sommità										
	Pil R37	Base	500	1200	1170	402,16	200	209,51	967,44	1466,28	967,44	V
		Sommità										

6.5.3. Corpo di collegamento

Con il corpo di collegamento sono stati analizzati anche alcuni elementi strutturali appartenenti allo spicchio di collegamento, presenti sia nel lato sinistro sia nel lato destro del telaio del corpo di collegamento. A differenza dei telai delle tribune, quello del corpo di collegamento ha dimensioni geometriche degli elementi strutturali più piccole, in particolare per quanto riguarda i pilastri e le travi dell'allineamento z, mentre, le travi che reggono il peso del solaio risultano geometricamente identiche. I due spicchi di collegamento, invece, che separano il corpo di collegamento dalla Tribuna Est e dalla Tribuna Sud, sono costituiti da una serie di setti che formano un ottagono e da altri pilastri che forniscono le basi d'appoggio dei solai. L'azione sismica su questo corpo viene pertanto assorbita principalmente dall'ottagono di spessore 30 cm.

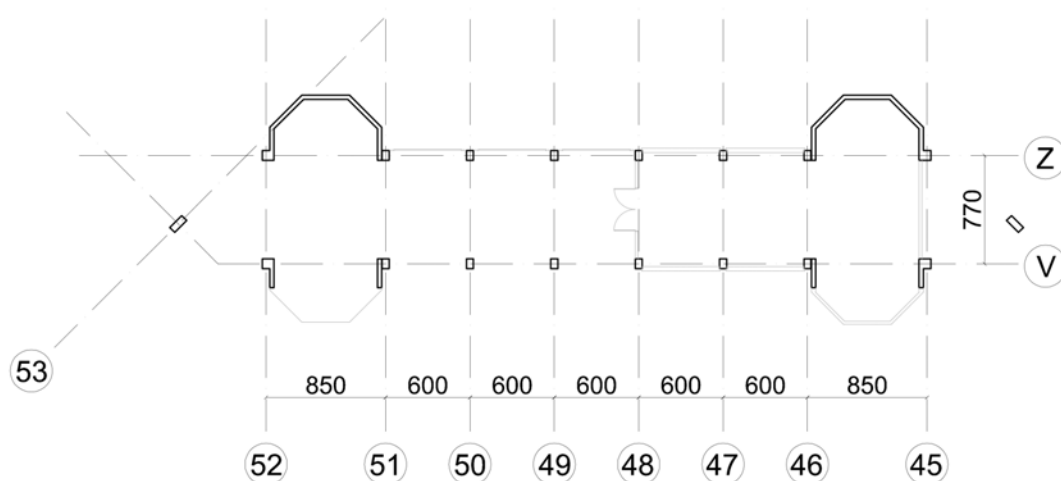


Figura 6.17.
*Pianta orientamento assi
Corpo di collegamento*

Verifica estesa della trave V-Z 46 a quota 5,75.

ELEMENTO		
Trave V-Z 46	b [mm]	500
5,75	h [mm]	660
PROPRIETA' DEI MATERIALI		
ACCIAIO	FeB44k	
Fattore di confidenza	FC	1,35
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_s	1,15
Modulo elastico	E [N/mm ²]	210000
Caratteristiche meccaniche	f_{yk} [N/mm ²]	430
	f_{yd} [N/mm ²]	374
	f_{yd} ridotto [N/mm ²]	276,97
CALCESTRUZZO	C28/35	
Fattore di confidenza	FC	1,35
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_c	1,5
Modulo elastico	E [N/mm ²]	32308
Caratteristiche meccaniche	Rck [N/mm ²]	35
	fck [N/mm ²]	28
	fcm [N/mm ²]	36
	fcd [N/mm ²]	15,87
	fcd ridotto [N/mm ²]	11,75
SOLLECITAZIONI AGENTI		
Sforzo di taglio	Ved [KN]	293,31
Momento flettente in campata	Med [KN*m]	208,37
Momento flettente in appoggio	Med [KN*m]	642,15
Sforzo normale	Ned [KN]	0
VERIFICA A FLESSIONE in campata		
Spessore copriferro	c [mm]	30
Altezza utile sezione	d [mm]	630
Armatura superiore	As' [mm ²]	803,84
Quantità barre		4
Diametro barre		16

Armatura inferiore	As [mm ²]	1566,86
Quantità barre	4	3
Diametro barre	16	18
Asse neutro	x [mm]	44,95
Deformazione ultima acciaio	ε _s	45,55
Posizione adimensionale	ε	0,07
Braccio di Fc	z [mm]	612,02
Momento resistente	M _{rd} [KN*m]	265,60
Med < M _{rd}	VERIFICATA	
VERIFICA A FLESSIONE in appoggio		
Spessore copriferro	c [mm]	30
Altezza utile sezione	d [mm]	630
Armatura superiore	As' [mm ²]	803,84
Quantità barre		4
Diametro barre		16
Armatura inferiore	As [mm ²]	2169,74
Quantità barre	7	3
Diametro barre	16	18
Asse neutro	x [mm]	80,47
Deformazione ultima acciaio	ε _s	23,90
Posizione adimensionale	ε	0,13
Braccio di Fc	z [mm]	597,81
Momento resistente	M _{rd} [KN*m]	359,26
Med < M _{rd}	NON VERIFICATA	
VERIFICA A TAGLIO		
Spessore copriferro	c [mm]	30
Altezza utile sezione	d [mm]	630
Larghezza elemento	b [mm]	500
Coefficiente maggiorativo	α _c	1
Diametro staffe	ø _s [mm]	10
Area resistente a taglio	A _{sw} [mm ²]	157
Passo staffe	s [mm]	200
Resistenza calcestruzzo ridotta	f' _{cd} [N/mm ²]	5,88

TAGLIO-TRAZIONE		
	V _{rsd} [KN]	197,36
TAGLIO-COMPRESSIONE		
	V _{rcd} [KN]	582,95
VERIFICA A TAGLIO		
V _{rd} = min (V _{rsd} ;V _{rcd})		
197,36	NON VERIFICATA	

Verifica estesa del pilastro di bordo V46 da quota 0,00 a quota +5,75.

ELEMENTO		
Pilastro V46	b [mm]	700
0,00-5,75	h [mm]	500
PROPRIETA' DEI MATERIALI		
ACCIAIO	FeB44k	
Fattore di confidenza	FC	1,35
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_s	1,15
Modulo elastico	E [N/mm ²]	210000
Caratteristiche meccaniche	fyk [N/mm ²]	430
	fyd [N/mm ²]	374
	fyd ridotto [N/mm ²]	276,97
CALCESTRUZZO	C25/30	
Fattore di confidenza	FC	1,35
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_c	1,5
Modulo elastico	E [N/mm ²]	31476
Caratteristiche meccaniche	Rck [N/mm ²]	30
	fck [N/mm ²]	25
	fcm [N/mm ²]	33
	fcd [N/mm ²]	14,17
	fcd ridotto [N/mm ²]	10,49
SOLLECITAZIONI AGENTI		
Sforzo di taglio	Ved [KN]	166,17
Momento flettente in direzione x	Medx [KN*m]	463,56
Momento flettente in direzione z	Medz [KN*m]	572,3
Sforzo normale	Ned [KN]	729,34
PRESSOFLESSIONE in direzione X		
Quantità barre		8
Diametro		20
As		2512,00

Momento flettente di progetto	Mrdx [KN*m]	197,9
PRESSOFLESSIONE in direzione Y		
Quantità barre		8
Diametro		20
As		2512,00
Momento flettente di progetto	Mrdz [KN*m]	254,3
VERIFICA A PRESSOFLESSIONE		
2,29 < 1	NON VERIFICATA	
VERIFICA A TAGLIO		
Si ipotizza $\phi=45^\circ$ e $\alpha=90^\circ$		
Spessore copriferro	c [mm]	30
Altezza utile sezione	d [mm]	470
Larghezza elemento	b [mm]	700
Coefficiente maggiorativo	α_c	1
Diametro staffe	ϕ_s	8
Area resistente a taglio	Asw [mm ²]	603,18
Passo staffe	s [mm]	200
Resistenza calcestruzzo ridotta	f'cd [N/mm ²]	5,25
TAGLIO-TRAZIONE		
	Vrsd [KN]	1259,37
TAGLIO-COMPRESSIONE		
	Vrcd [KN]	554
VERIFICA A TAGLIO		
Vrd = min (Vrsd;Vrcd)		
554	VERIFICATA	

Esempio di verifica a pressoflessione.

Titolo: est_pilastri_E10

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 5 Zoom

N°	b [0,002]	h [0,002]	N°	As [0,002²]	d [0,002]
1	700	500	1	1521	30
			2	760	125
			3	760	250
			4	760	375
			5	1521	470

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 729,34 kN
M_{xEd}: 463,56 kNm
M_{yEd}: 572,23 kNm

Materiali: B450C C25/30

ε_{su}: 67,5 ‰ ε_{c2}: 2 ‰
f_{yd}: 277 N/mm² ε_{cu}: 3,5 ‰
E_s: 200.000 N/mm² f_{cd}: 10,5 ‰
E_s/E_c: 15 f_{cc}/f_{cd}: 0,8
ε_{syd}: 1,385 ‰ C_{c,adm}: 9,75
C_{s,adm}: 255 N/mm² τ_{co}: 0,6
τ_{c1}: 1,829

P.to applicazione N: Centro Baricentro cls
Coord. [0,002]: xN: 0 yN: 0

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio elastico

Metodo di calcolo: S.L.U.+ S.L.U.-
Metodo n

Tipo flessione: Retta Deviata

N° rett.: 100

Calcola MRd Dominio Mx-My

angolo asse neutro θ°: 297

Precompresso

Parametri di progetto:
M_{xRd}: 197,9 kNm
M_{yRd}: 254,3 kNm
σ_c: -10,5 N/mm²
σ_s: 262,8 N/mm²
ε_c: 3,5 ‰
ε_s: 1,314 ‰
d: 52,52 0,002
x: 38,19 x/d: 0,727
δ: 1

Figura 6.18.
Inserimento parametri pil V46
Estratto VcaSlu del prof. Gelfi

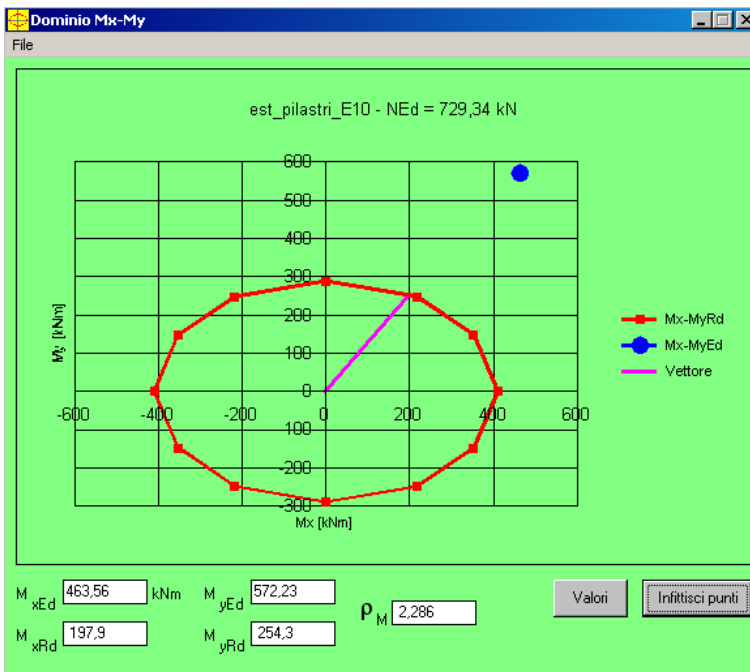


Figura 6.19.
Dominio M-N pil V46
Estratto VcaSlu del prof. Gelfi

Anche per quest'ultimo caso le verifiche eseguite vengono riportate in una tabella che consente una più veloce lettura degli elementi che risultano verificati, e di quelli che invece presentano problemi.

Verifica a flessione delle travi a quota 5,75.

ALLINEAMENTO			b [mm]	h [mm]	d [mm]	As [mm ²]	As' [mm ²]	x	Med [KN*m]	Mrd [KN*m]		
5,75	V-Z	46	Campata	500	660	630	1567,65	804,25	44,99	208,37	263,082	V
			Appoggio V	500	660	630	804,25	2211,68	82,95	642,15	366,342	X
			Appoggio Z	500	660	630	804,25	2211,68	82,95	642,75	366,342	X
	V-Z	49	Campata	500	660	630	2199,11	1256,64	55,55	208,37	367,524	V
			Appoggio V	500	660	630	1256,64	3719,65	145,16	642,15	599,059	X
			Appoggio Z	500	660	630	1256,64	3719,65	145,16	642,7	599,059	X
	V-Z	51	Campata	500	660	630	1567,65	804,25	44,99	208,37	263,082	V
			Appoggio V	500	660	630	804,25	2211,68	82,95	642,19	366,342	X
			Appoggio Z	500	660	630	804,25	2211,68	82,95	642,75	366,342	X
	V-Z	51bis	Campata	300	660	630	804,25	763,41	4,01	353,47	133,988	X
			Appoggio V	300	660	630	804,25	1391,73	57,71	110,77	232,431	V
			Appoggio Z	300	660	630	804,25	1391,73	57,71	106,63	232,431	V
	V-Z	52	Campata	830	660	630	1272,35	1017,87	9,03	220,98	213,325	X
			Appoggio V	830	660	630	1272,35	1960,35	24,43	452,6	329,665	X
			Appoggio Z	830	660	630	1272,35	1960,35	24,43	442,59	329,665	X
	V-Z	53	Campata	500	660	630	804,25	763,41	2,41	381,11	133,995	X
			Appoggio V	500	660	630	804,25	763,41	-2,41	465,59	126,528	X
			Appoggio Z	500	660	630	804,25	763,41	-2,41	128,68	126,528	X
	V	46-47	Campata	450	660	630	615,72	452,39	10,70	30,15	103,496	V
			Appoggio 46	450	660	630	452,39	452,39	0,00	287,32	75,187	X
			Appoggio 47	450	660	630	452,39	452,39	0,00	249,25	75,187	X
	V	48-49	Campata	450	660	630	615,72	452,39	10,70	9,94	103,496	V
			Appoggio 48	450	660	630	452,39	452,39	0,00	225,23	75,187	X
			Appoggio 49	450	660	630	452,39	452,39	0,00	225,23	75,187	X
	V	51-52	Campata	700	660	630	3185,57	923,63	95,22	43,39	524,374	V
			Appoggio 51	700	660	630	3185,57	923,63	-95,22	87,28	110,846	V
			Appoggio 52	700	660	630	3185,57	923,63	-95,22	292,78	110,846	X
	Z	46-47	Campata	450	660	630	615,72	452,39	10,70	29,99	103,496	V
			Appoggio 46	450	660	630	452,39	452,39	0,00	286,62	75,187	X
			Appoggio 47	450	660	630	452,39	452,39	0,00	248,54	75,187	X
Z	48-49	Campata	450	660	630	615,72	452,39	10,70	9,94	103,496	V	
		Appoggio 48	450	660	630	452,39	452,39	0,00	224,53	75,187	X	
		Appoggio 49	450	660	630	452,39	452,39	0,00	224,53	75,187	X	
Z	51-52	Campata	700	660	630	3185,57	923,63	95,22	43,42	524,374	V	
		Appoggio 51	700	660	630	3185,57	923,63	-95,22	55,29	110,846	V	
		Appoggio 52	700	660	630	3185,57	923,63	-95,22	185,84	110,846	X	

Verifica a flessione delle travi a quota 9,45.

		ALLINEAMENTO	b [mm]	h [mm]	d [mm]	As [mm ²]	As' [mm ²]	x	Med [KN*m]	Mrd [KN*m]		
9,45	V-Z	46	Campata	500	660	630	1567,65	804,25	44,99	211,65	263,082	V
			Appoggio V	500	660	630	804,25	2211,68	82,95	441,94	366,342	X
			Appoggio Z	500	660	630	804,25	2211,68	82,95	439,96	366,342	X
	V-Z	49	Campata	500	660	630	2199,11	804,25	82,21	211,64	364,378	V
			Appoggio V	500	660	630	1256,64	2764,6	88,87	441,9	457,159	V
			Appoggio Z	500	660	630	1256,64	2764,6	88,87	439,93	457,159	V
	V-Z	51	Campata	500	660	630	1567,65	804,25	44,99	211,65	263,082	V
			Appoggio V	500	660	630	804,25	2211,68	82,95	411,9	366,342	X
			Appoggio Z	500	660	630	804,25	2211,68	82,95	439,93	366,342	X
	V-Z	51bis	Campata	300	660	630	804,25	763,41	4,01	327,21	133,988	X
			Appoggio V	300	660	630	804,25	1391,73	57,71	136,19	232,431	V
			Appoggio Z	300	660	630	804,25	1391,73	57,71	138,47	232,431	V
	V-Z	52	Campata	830	660	630	1272,35	1017,87	9,03	216,55	213,325	X
			Appoggio V	830	660	630	1272,35	1960,35	24,43	413,75	329,665	X
			Appoggio Z	830	660	630	1272,35	1960,35	24,43	426,95	329,665	X
	V-Z	53	Campata	500	660	630	804,25	763,41	2,41	356,25	133,995	X
			Appoggio V	500	660	630	804,25	763,41	-2,41	614,1	126,528	X
			Appoggio Z	500	660	630	804,25	763,41	-2,41	120,75	126,528	V
	V	46-47	Campata	450	660	630	615,72	452,39	10,70	16,07	103,496	V
			Appoggio 46	450	660	630	452,39	452,39	0,00	114,04	75,187	X
			Appoggio 47	450	660	630	452,39	452,39	0,00	107,67	75,187	X
	V	48-49	Campata	450	660	630	615,72	452,39	10,70	10,01	103,496	V
			Appoggio 48	450	660	630	452,39	452,39	0,00	99,40	75,187	X
			Appoggio 49	450	660	630	452,39	452,39	0,00	99,40	75,187	X
	V	51-52	Campata	700	660	630	3185,57	923,63	95,22	45,94	524,374	V
			Appoggio 51	700	660	630	3185,57	923,63	-95,22	89,62	110,846	V
			Appoggio 52	700	660	630	3185,57	923,63	-95,22	175,76	110,846	X
	Z	46-47	Campata	450	660	630	615,72	452,39	10,70	15,50	103,496	V
			Appoggio 46	450	660	630	452,39	452,39	0,00	110,05	75,187	X
			Appoggio 47	450	660	630	452,39	452,39	0,00	104,50	75,187	X
	Z	48-49	Campata	450	660	630	615,72	452,39	10,70	10,00	103,496	V
			Appoggio 48	450	660	630	452,39	452,39	0,00	96,59	75,187	X
			Appoggio 49	450	660	630	452,39	452,39	0,00	96,59	75,187	X
	Z	51-52	Campata	700	660	630	3185,57	923,63	95,22	60,75	524,374	V
			Appoggio 51	700	660	630	3185,57	923,63	-95,22	47,45	110,846	V
			Appoggio 52	700	660	630	3185,57	923,63	-95,22	172,27	110,846	X

Verifica a pressoflessione dei pilastri.

	ALLINEAMENTO	b [mm]	h [mm]	Medx [KN*m]	Medz [KN*m]	N [KN]	Mrdx [KN*m]	Mrdz [KN*m]	ρ		
0-5,75	Pil V46	Base	500	700	463,56	572,3	729,34	197,9	254,3	2,29	X
		Sommità	500	700	363,96	383,22	665,21	225,4	239,2	1,61	X
	Pil Z46	Base	500	700	461,96	571,36	718,77	198,1	253,9	2,28	X
		Sommità	500	700	501,56	381,75	654,63	269,5	211,2	1,84	X
	Pil V48	Base	500	700	496,83	572,25	789,36	216,3	250	2,29	X
		Sommità	500	700	430,49	383,21	725,22	252,4	227,8	1,69	X
	Pil Z48	Base	500	700	495,21	571,35	778,79	210	251,8	2,31	X
		Sommità	500	700	429,09	381,7	714,65	252	227,2	1,69	X
	Pil V52	Base	830	700	293,09	159,95	515,71	314,3	175,7	0,93	V
		Sommità	830	700	162,69	95,96	493,44	299,7	180,5	0,54	V
	Pil Z52	Base	830	700	185,18	192,08	682,44	248,5	262,1	0,74	V
		Sommità	830	700	61,93	97,09	647,41	171,4	292	0,34	V
	Pil V53	Base	500	1200	250,47	165,52	991,75	369,5	246,5	0,68	V
		Sommità	500	1200	33,56	178,1	881,79	121,1	658,4	0,27	V
5,75-9,45	Pil V46	Base	500	700	48,68	261,73	358,52	44,07	275,6	0,98	V
		Sommità	500	700	147,11	316,09	317,73	115,2	263,1	1,21	X
	Pil Z46	Base	500	700	48,98	263,96	347,95	44,13	275,3	0,96	V
		Sommità	500	700	149,38	320,6	306,68	115,4	262,8	1,23	X
	Pil V48	Base	500	700	164,1	261,7	388,82	154,4	255,1	1,04	X
		Sommità	500	700	225,43	316,04	347,54	172,5	243,7	1,3	X
	Pil Z48	Base	500	700	163,31	263,9	378,24	153,9	254,6	1,06	X
		Sommità	500	700	225,96	320,55	336,97	167	245,7	1,32	X
	Pil V52	Base	830	700	322,85	294,43	257,85	201	183,4	1,6	X
		Sommità	830	700	403,44	122,96	243,08	281,9	87,19	1,43	X
	Pil Z52	Base	830	700	150,35	263,84	341,22	130,3	247,6	1,09	X
		Sommità	830	700	188,63	118,95	320,71	250,9	163,5	0,75	V
	Pil V53	Base	500	1200	21,35	342,68	488,45	37,63	635,9	0,54	V
		Sommità	500	1200	64,96	397,48	417,7	89,72	559,8	0,71	V

Verifica a taglio delle travi a quota 5,75.

ALLINEAMENTO			b [mm]	h [mm]	d [mm]	Asw [mm ²]	s [mm]	Ved [kN]	Vrcd [kN]	Vrsd [kN]	Vrd [kN]		
5,75	V-Z	46	Campata	500	660	630	100,53	200	0	582,95	197,36	197,36	V
			Appoggio V	500	660	630	157,08	200	293,31	582,95	308,39	308,39	V
			Appoggio Z	500	660	630	157,08	200	293,31	582,95	308,39	308,39	V
	V-Z	49	Campata	500	660	630	100,53	200	0	582,95	197,36	197,36	V
			Appoggio V	500	660	630	157,08	200	293,3	582,95	308,39	308,39	V
			Appoggio Z	500	660	630	157,08	200	293,3	582,95	308,39	308,39	V
	V-Z	51	Campata	500	660	630	100,53	200	0	582,95	197,36	197,36	V
			Appoggio V	500	660	630	157,08	200	293,31	582,95	308,39	308,39	V
			Appoggio Z	500	660	630	157,08	200	293,3	582,95	308,39	308,39	V
	V-Z	51bis	Campata	300	660	630	100,53	200	0	349,77	197,36	197,36	V
			Appoggio V	300	660	630	100,53	200	264,39	349,77	197,36	197,36	X
			Appoggio Z	300	660	630	100,53	200	262,61	349,77	197,36	197,36	X
	V-Z	52	Campata	830	660	630	100,53	200	0	967,69	197,36	197,36	V
			Appoggio V	830	660	630	100,53	200	309,89	967,69	197,36	197,36	X
			Appoggio Z	830	660	630	100,53	200	302,95	967,69	197,36	197,36	X
	V-Z	53	Campata	500	660	630	100,53	200	0	582,95	197,36	197,36	V
			Appoggio V	500	660	630	100,53	200	393,34	582,95	197,36	197,36	X
			Appoggio Z	500	660	630	100,53	200	272,34	582,95	197,36	197,36	X
	V	46-47	Campata	450	660	630	100,53	200	83,99	524,65	197,36	197,36	V
			Appoggio 46	450	660	630	100,53	200	99,28	524,65	197,36	197,36	V
			Appoggio 47	450	660	630	100,53	200	100,79	524,65	197,36	197,36	V
	V	48-49	Campata	450	660	630	100,53	200	69,99	524,65	197,36	197,36	V
			Appoggio 48	450	660	630	100,53	200	85,27	524,65	197,36	197,36	V
			Appoggio 49	450	660	630	100,53	200	85,27	524,65	197,36	197,36	V
	V	51-52	Campata	700	660	630	113,09	200	46,12	816,13	222,02	222,02	V
			Appoggio 51	700	660	630	113,09	150	64,74	816,13	296,03	296,03	V
			Appoggio 52	700	660	630	113,09	150	77,53	816,13	296,03	296,03	V
	Z	46-47	Campata	450	660	630	100,53	200	85,27	524,65	197,36	197,36	V
			Appoggio 46	450	660	630	100,53	200	99,04	524,65	197,36	197,36	V
			Appoggio 47	450	660	630	100,53	200	100,56	524,65	197,36	197,36	V
	Z	48-49	Campata	450	660	630	100,53	200	69,75	524,65	197,36	197,36	V
			Appoggio 48	450	660	630	100,53	200	85,04	524,65	197,36	197,36	V
			Appoggio 49	450	660	630	100,53	200	85,04	524,65	197,36	197,36	V
	Z	51-52	Campata	700	660	630	113,09	200	28,04	816,13	222,02	222,02	V
			Appoggio 51	700	660	630	113,09	150	48,90	816,13	296,03	296,03	V
			Appoggio 52	700	660	630	113,09	150	59,44	816,13	296,03	296,03	V

Verifica a taglio delle travi a quota 9,45.

ALLINEAMENTO			b [mm]	h [mm]	d [mm]	Asw [mm ²]	s [mm]	Ved [kN]	Vrcd [kN]	Vrsd [kN]	Vrd [kN]		
9,45	V-Z	46	Campata	500	660	630	100,53	200	0	582,95	197,36	197,36	V
			Appoggio V	500	660	630	157,08	200	257,51	582,95	308,39	308,39	V
			Appoggio Z	500	660	630	157,08	200	257,52	582,95	308,39	308,39	V
	V-Z	49	Campata	500	660	630	100,53	200	0	582,95	197,36	197,36	V
			Appoggio V	500	660	630	157,08	200	257,51	582,95	308,39	308,39	V
			Appoggio Z	500	660	630	157,08	200	257,53	582,95	308,39	308,39	V
	V-Z	51	Campata	500	660	630	100,53	200	0	582,95	197,36	197,36	V
			Appoggio V	500	660	630	157,08	200	257,51	582,95	308,39	308,39	V
			Appoggio Z	500	660	630	157,08	200	257,53	582,95	308,39	308,39	V
	V-Z	51bis	Campata	300	660	630	100,53	200	0	349,77	197,36	197,36	V
			Appoggio V	300	660	630	100,53	200	241,03	349,77	197,36	197,36	X
			Appoggio Z	300	660	630	100,53	200	241,62	349,77	197,36	197,36	X
	V-Z	52	Campata	830	660	630	100,53	200	0	967,69	197,36	197,36	V
			Appoggio V	830	660	630	100,53	200	282,38	967,69	197,36	197,36	X
			Appoggio Z	830	660	630	100,53	200	286,11	967,69	197,36	197,36	X
	V-Z	53	Campata	500	660	630	100,53	200	0	582,95	197,36	197,36	V
			Appoggio V	500	660	630	100,53	200	360,29	582,95	197,36	197,36	X
			Appoggio Z	500	660	630	100,53	200	252,61	582,95	197,36	197,36	X
	V	46-47	Campata	450	660	630	100,53	200	31,37	524,65	197,36	197,36	V
			Appoggio 46	450	660	630	100,53	200	46,66	524,65	197,36	197,36	V
			Appoggio 47	450	660	630	100,53	200	48,95	524,65	197,36	197,36	V
	V	48-49	Campata	450	660	630	100,53	200	28,06	524,65	197,36	197,36	V
			Appoggio 48	450	660	630	100,53	200	43,34	524,65	197,36	197,36	V
			Appoggio 49	450	660	630	100,53	200	43,34	524,65	197,36	197,36	V
	V	51-52	Campata	700	660	630	113,09	200	42,88	816,13	222,02	222,02	V
			Appoggio 51	700	660	630	113,09	150	64,88	816,13	296,03	296,03	V
			Appoggio 52	700	660	630	113,09	150	74,28	816,13	296,03	296,03	V
	Z	46-47	Campata	450	660	630	100,53	200	32,47	524,65	197,36	197,36	V
			Appoggio 46	450	660	630	100,53	200	45,47	524,65	197,36	197,36	V
			Appoggio 47	450	660	630	100,53	200	47,75	524,65	197,36	197,36	V
	Z	48-49	Campata	450	660	630	100,53	200	27,13	524,65	197,36	197,36	V
			Appoggio 48	450	660	630	100,53	200	42,41	524,65	197,36	197,36	V
			Appoggio 49	450	660	630	100,53	200	42,41	524,65	197,36	197,36	V
	Z	51-52	Campata	700	660	630	113,09	200	25,76	816,13	222,02	222,02	V
			Appoggio 51	700	660	630	113,09	150	47,28	816,13	296,03	296,03	V
			Appoggio 52	700	660	630	113,09	150	57,16	816,13	296,03	296,03	V

Verifica a taglio dei pilastri in direzione x.

ALLINEAMENTO		b [mm]	h [mm]	d [mm]	Asw [mm ²]	s [mm]	Vedx [KN]	Vrcd [KN]	Vrsd [KN]	Vrdx [KN]		
0-5,75	Pil V46	Base	700	500	470	100,53	200	143,91	544,08375	147,2400079	147,240008	V
		Sommità										
	Pil Z46	Base	700	500	470	100,53	200	143,39	544,08375	147,2400079	147,240008	V
		Sommità										
	Pil V48	Base	700	500	470	100,53	200	161,28	544,08375	147,2400079	147,240008	X
		Sommità										
	Pil Z48	Base	700	500	470	100,53	200	160,75	544,08375	147,2400079	147,240008	X
Sommità												
Pil V52	Base	700	830	800	301,59	200	119,22	926,1	751,86387	751,86387	V	
	Sommità											
Pil Z52	Base	700	830	800	301,59	200	126,04	926,1	751,86387	751,86387	V	
	Sommità											
Pil V53	Base	1200	500	470	201,06	200	44,83	932,715	294,4800158	294,480016	V	
	Sommità											
5,75-9,45	Pil V46	Base	700	500	470	100,53	200	52,63	544,08375	147,2400079	147,240008	V
		Sommità										
	Pil Z46	Base	700	500	470	100,53	200	53,31	544,08375	147,2400079	147,240008	V
		Sommità										
	Pil V48	Base	700	500	470	100,53	200	105,35	544,08375	147,2400079	147,240008	V
		Sommità										
	Pil Z48	Base	700	500	470	100,53	200	105,19	544,08375	147,2400079	147,240008	V
Sommità												
Pil V52	Base	700	830	800	301,59	200	113,67	926,1	751,86387	751,86387	V	
	Sommità											
Pil Z52	Base	700	830	800	301,59	200	121,5	926,1	751,86387	751,86387	V	
	Sommità											
Pil V53	Base	1200	500	470	201,06	200	19,69	932,715	294,4800158	294,480016	V	
	Sommità											

Verifica a taglio dei pilastri in direzione z.

ALLINEAMENTO		b [mm]	h [mm]	d [mm]	Asw [mm ²]	s [mm]	Vedz [KN]	Vrcd [KN]	Vrsd [KN]	Vrdz [KN]		
0-5,75	Pil V46	Base	500	700	670	603,18	200	166,17	554,00625	1259,371982	554,00625	V
		Sommità										
	Pil Z46	Base	500	700	670	603,18	200	165,75	554,00625	1259,371982	554,00625	V
		Sommità										
	Pil V48	Base	500	700	670	603,18	200	166,15	554,00625	1259,371982	554,00625	V
		Sommità										
	Pil Z48	Base	500	700	670	603,18	200	165,73	554,00625	1259,371982	554,00625	V
Sommità												
Pil V52	Base	830	700	670	201,06	200	108,95	919,650375	419,7906608	419,790661	V	
	Sommità											
Pil Z52	Base	830	700	670	201,06	200	190,95	919,650375	419,7906608	419,790661	V	
	Sommità											
Pil V53	Base	500	1200	1170	804,24	200	51,81	967,44375	2932,269093	967,44375	V	
	Sommità											
5,75-9,45	Pil V46	Base	500	700	670	603,18	200	143,36	554,00625	1259,371982	554,00625	V
		Sommità										
	Pil Z46	Base	500	700	670	603,18	200	187,79	554,00625	1259,371982	554,00625	V
		Sommità										
	Pil V48	Base	500	700	670	603,18	200	184,93	554,00625	1259,371982	554,00625	V
		Sommità										
	Pil Z48	Base	500	700	670	603,18	200	187,78	554,00625	1259,371982	554,00625	V
Sommità												
Pil V52	Base	830	700	670	201,06	200	98,39	919,650375	419,7906608	419,790661	V	
	Sommità											
Pil Z52	Base	830	700	670	201,06	200	178,65	919,650375	419,7906608	419,790661	V	
	Sommità											
Pil V53	Base	500	1200	1170	804,24	200	198	967,44375	2932,269093	967,44375	V	
	Sommità											

6.6 ANALISI DEI RISULTATI

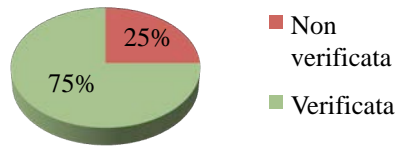
6.6.1 Tribuna Est

Questa tribuna presenta due importanti caratteristiche che la contraddistinguono dalle altre due zone, grazie alle quali le sollecitazioni agenti, in generale, risultano meno gravose. La presenza della copertura metallica, infatti, funge da elemento di raccordo fra le tre sezioni di cui è composta la tribuna e ne limita gli spostamenti laterali. La presenza dei corpi di collegamento verticali, invece, risulta fondamentale per quanto riguarda l'assorbimento delle sollecitazioni. In caso di evento sismico le pareti in calcestruzzo armato si comportano come lame che irrigidiscono la struttura ed assorbono la gran parte, se non la quasi totalità, dell'azione sismica.

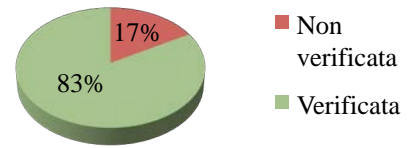
Travi

Per le travi che svolgono la funzione di reggere il solaio i problemi si verificano agli appoggi. Se per l'azione statica le verifiche risultano soddisfatte, per l'azione sismica, che tende ad accrescere le sollecitazioni in queste sezioni, le verifiche risultano generalmente insoddisfatte sia a flessione che a taglio, a causa della carente armatura, dimensionata appunto per resistere ai soli carichi verticali. Lo stesso tipo di problema si presenta inoltre per le travi che reggono la passerella d'accesso. Altre problematiche, soprattutto ai piani inferiori, si verificano nelle travi di giunto, dove l'elemento resistente subisce una riduzione della sezione ed una diminuzione delle barre d'armatura. Per l'area riservata alla tribuna le travi del primo anello, invece, non presentano grossi problemi se non nel punto di transizione tra il telaio in calcestruzzo e la trave reggi gradone. Più grave la situazione al secondo livello delle gradinate, in cui la trave, retta totalmente a sbalzo dal pilastro lungo l'asse D, risulta non verificata a flessione.

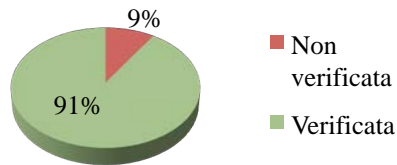
Flessione appoggi



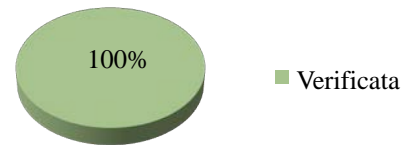
Taglio appoggi



Flessione campata



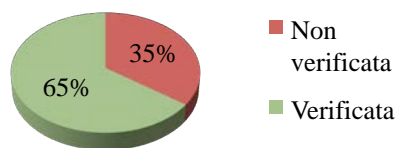
Taglio campata



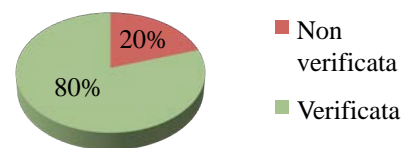
Pilastr

I problemi principali dei pilastr si verificano negli elementi che devono sostenere i gradoni della tribuna. Le verifiche condotte, a pressoflessione e a taglio, non risultano mai verificate, anche a causa della carente armatura. Gli stessi problemi si verificano al piano superiore, dove il pilastro che regge la tribuna interamente a sbalzo (**figura 6.20.**), risulta fortemente sollecitato a pressoflessione e quindi non verificato, mentre si comporta decisamente meglio per le sollecitazioni di tipo tagliante.

Pressoflessione



Taglio



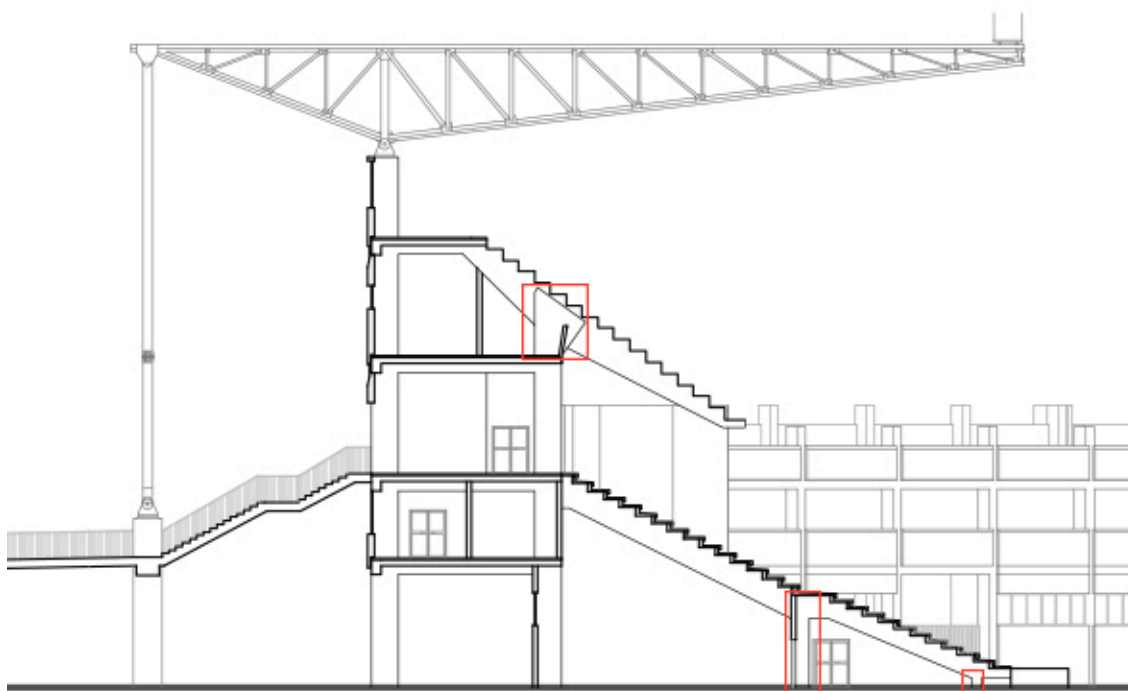


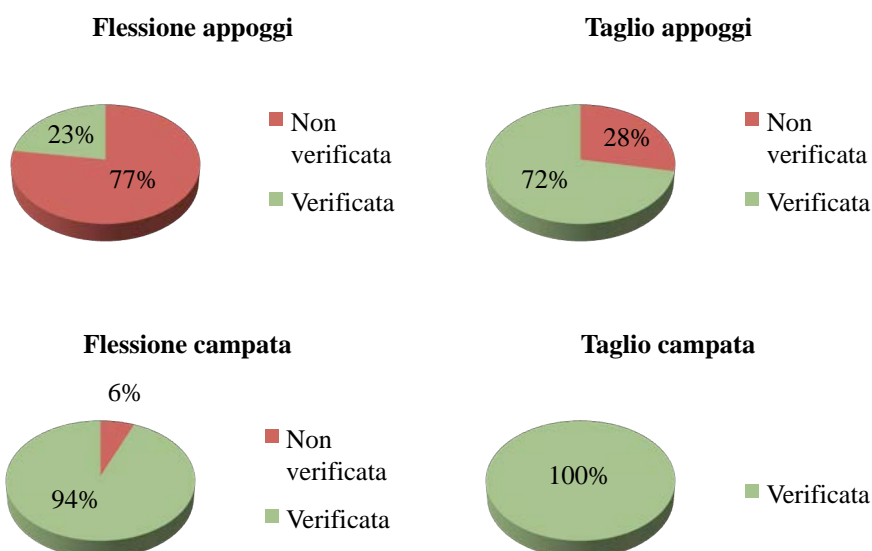
Figura 6.20.
Dettaglio pilastri non verificati
Sezione trasversale Tribuna Est

6.6.2 Tribuna Sud

La Tribuna Sud si presenta più semplice dal punto di vista strutturale. Non è presente alcun tipo di copertura, né sistemi di collegamento verticale che consentano il passaggio da un piano all'altro. L'assenza di questi collegamenti comporta anche la non presenza di setti in calcestruzzo armato che irrigidiscano la struttura. A causa di questa insufficienza, l'azione sismica è assorbita interamente dal telaio e le sollecitazioni agenti risultano maggiori rispetto a quelle riscontrate nella Tribuna Est. La particolare geometria dei pilastri (50 x 120 cm di base), e la loro orditura in pianta (il lato maggiore si colloca in direzione esterno/interno allo stadio), fanno sì che la struttura subisca spostamenti diversi in sommità, circa 5,7 cm nel caso di sisma in direzione sfavorevole, e di 3,7 cm nell'altra.

Travi

Dalle verifiche è emerso che i problemi principali si verificano agli appoggi di tutte le travi, sia quelle che devono reggere il peso del solaio, sia quelle che devono reggere il carico dei pannelli di tamponamento. Le travi di giunto, come nel caso precedente, presentano problemi in tutta la lunghezza creando un punto di debolezza della struttura. Per quanto riguarda l'unica fila di tribune presente, i problemi si verificano in tutte le sezioni di contatto tra pilastro e trave (**figura 6.21.**), sia per la sollecitazione tagliante che per quella flettente. La situazione non cambia per le due travi che reggono le passerelle d'accesso presenti (allineamento Q 30-31 e Q 42-43). L'azione sismica, infatti, produce un incremento delle sollecitazioni agli appoggi di queste travi che non sono accuratamente dimensionati per resistervi.



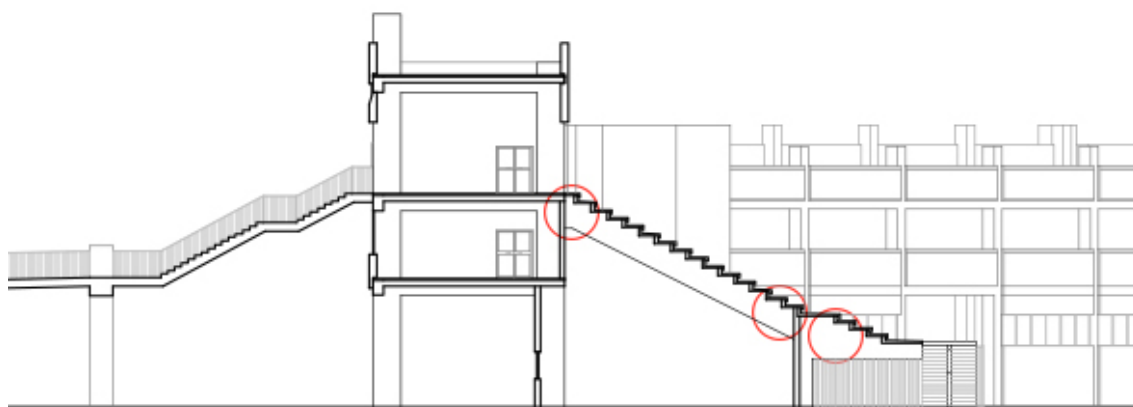
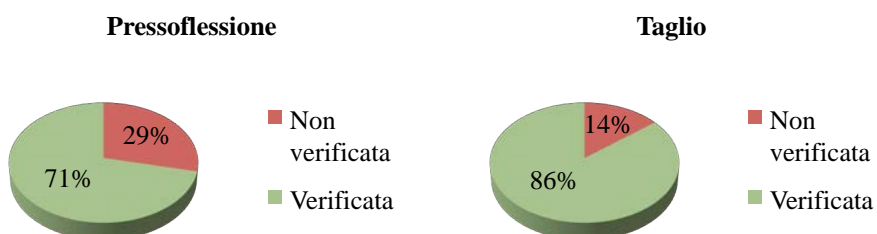


Figura 6.21.
Dettaglio travi tribuna non verificate
Sezione trasversale Tribuna Sud

Pilastrì

Come ci si attendeva, i problemi dei pilastrì non sono molti, e si verificano generalmente al piano inferiore, dove l'azione flettente e tagliante sono maggiori. I problemi piú gravi, però, si verificano nei pilastrì che reggono la gradonata a sbalzo, poiché fortemente sollecitati e non armati a sufficienza per resistere.



6.6.3 Corpo di Collegamento

E' importante tenere presente che il corpo di collegamento di cui spesso si parla è in realtà composto da tre sezioni, come raffigurato a pagina 61 (figura 4.33.), due simmetriche e collocate ai lati, che chiameremo spicchi di collegamento, ed una centrale che denomineremo blocco di collegamento. Quest'ultimo ha una struttura a telaio molto semplice, dove i pilastri sono di 50 x 80 cm e si elevano per due piani. Lo spicchio di collegamento ha caratteristiche ben diverse, essendo costituito principalmente da setti (**figura 6.22.**), e da pochi pilastri. Le travi, invece, reggono un grande carico dettato dalla presenza di porzioni a sbalzo, e dai solai che non sono più in predalles ma in soletta piena di calcestruzzo.

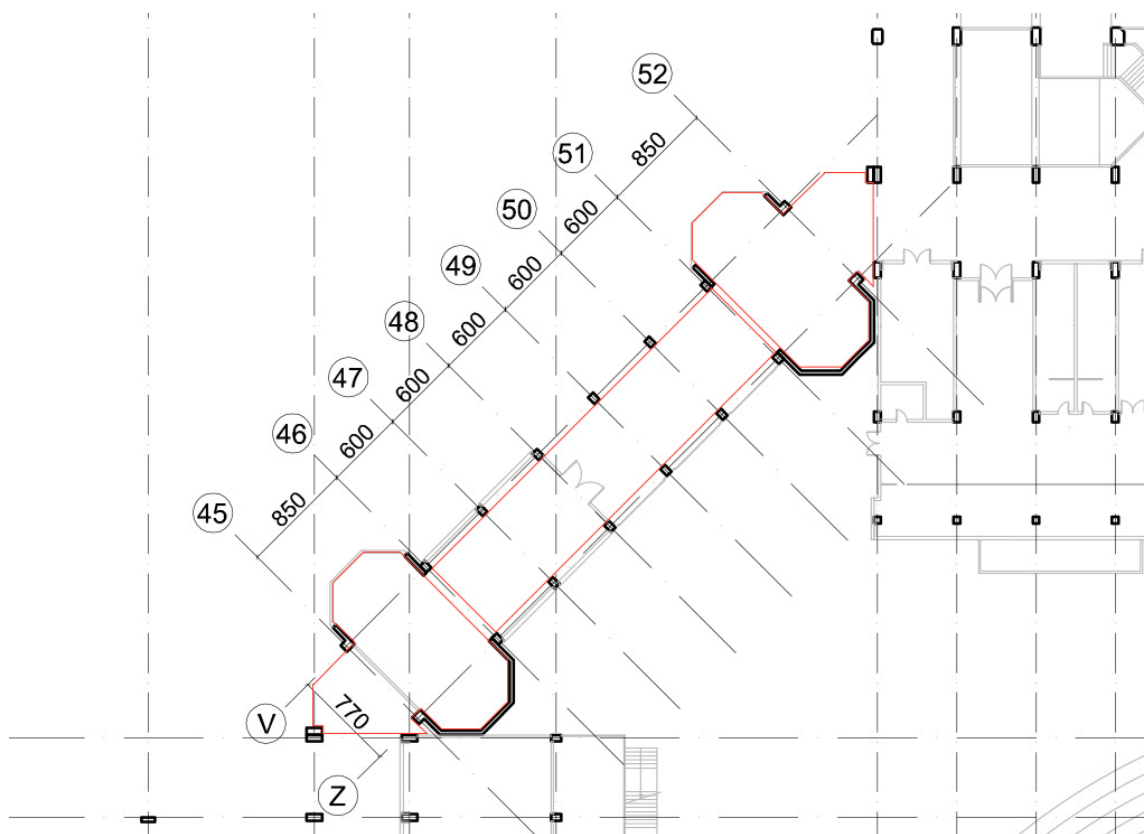
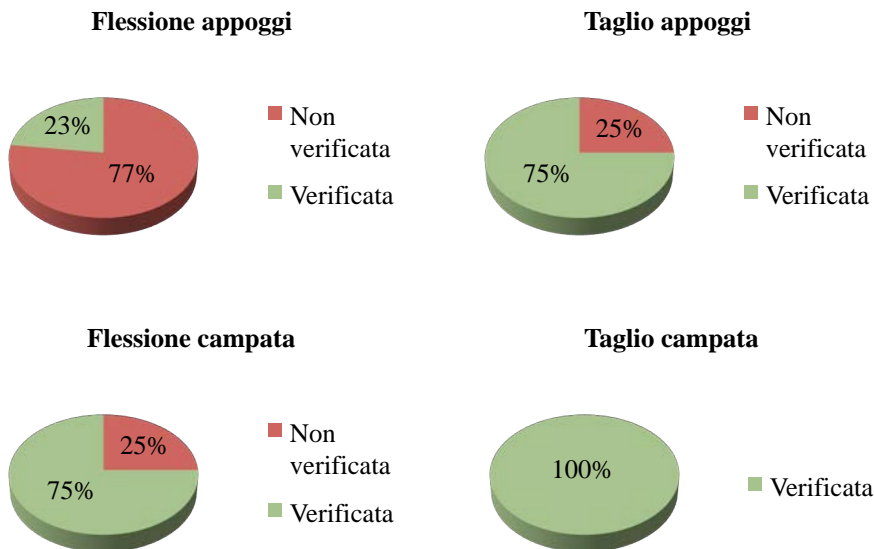


Figura 6.22.
*Suddivisione delle tre zone
Dettaglio Corpo di collegamento*

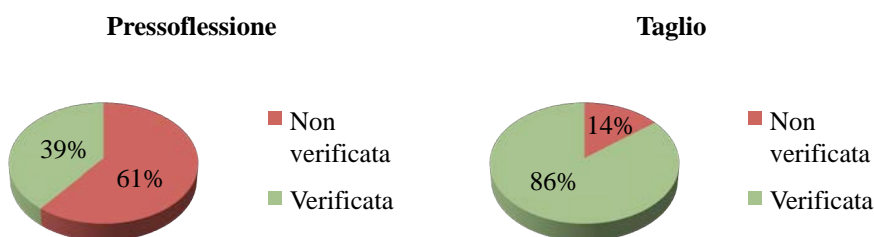
Travi

I risultati delle verifiche sulle due strutture sono molto diversi. Il corpo di collegamento presenta problemi nelle travi di giunto e nelle travi che reggono il solaio. Nello spicchio di collegamento, invece, i problemi sono dovuti alla soletta piena in calcestruzzo che scarica solo su due travi.



Pilastr

L'assenza di setti e la ridotta dimensione in pianta dei pilastri fa sì che quasi tutti gli elementi del blocco di collegamento non vengano verificati. I pochi pilastri dello spicchio, invece, risultano verificati grazie alla presenza dei setti.



CAPITOLO 7

PIANO D'INDAGINI

7.1. PIANIFICAZIONE

Lo studio fin qui condotto dell'intero edificio ha permesso di ottenere una conoscenza ampia dello Stadio Euganeo, fondata essenzialmente sul rilievo visivo e sul supporto di documenti cartacei relativi al progetto nei vari anni. L'affidabilità di questi dati deve però trovare riscontro e approfondimento in un'indagine più accurata, effettuata attraverso l'ausilio di strumenti capaci di tradurre le osservazioni fatte in precedenza in parametri tecnici, al fine di un riscontro per ottenere una conoscenza completa del manufatto. In particolare verranno indagati le tipologie strutturali, i dettagli costruttivi ed i materiali, in relazione alle caratteristiche fisiche, chimiche e meccaniche, allo scopo di poter approssimare il modello reale ad un modello di studio più dettagliato ed affidabile sul quale basare le successive verifiche ed eventualmente progettare gli interventi di consolidamento mediante accurate proposte d'intervento. Stando a queste premesse, è stato elaborato un piano d'indagine, caratterizzato da ulteriori indagini visive più approfondite e da indagini strumentali con prove in situ o in laboratorio, non distruttive o parzialmente distruttive. Il numero e la tipologia di prove proposte è indicativo non avendo a disposizione un budget economico preciso con il quale fare un confronto. Qualora questo venisse stanziato, si passerà ad un'analisi più accurata sui costi-benefici delle prove in fase di pianificazione.

7.2. INDAGINI VISIVE

Questo tipo di indagine ha come finalità quella di indagare in maniera più approfondita i solai e la loro connessione con gli altri elementi strutturali. Alle quote 5.75 e 14.65 è stata predisposta la rimozione del controsoffitto per verificare che l'orditura e tipologia strutturale dei solai sia conforme a quanto rinvenuto nelle tavole di progetto. In corrispondenza dei giunti termici, invece, è stata predisposta la rimozione dell'elemento copri giunto al fine di verificare la presenza del giunto e la sua effettiva dimensione.

A tal proposito è stata prescritta un'indagine anche a livello dei solai per verificare che la struttura sia effettivamente suddivisa in più porzioni. Tuttavia le porzioni che più di tutte necessitano un controllo visivo sono localizzate nelle tribune est ed ovest dove i corpi scala si innestano nel telaio in calcestruzzo. Dalle tavole di progetto rinvenute presso l'Archivio di Padova non è chiaro come questi elementi siano collegati tra di loro e pertanto si dispongono una serie di prove per valutarne la continuità strutturale o meno.

Nella pianificazione del piano d'indagine, gli scassi vengono volutamente inseriti per primi anche in termini temporali, poiché rendono accessibile il supporto anche a prove strumentali; in altri termini le prove strumentali successive, quando possibile, verranno eseguite in corrispondenza dello scasso.

7.3. INDAGINI STRUMENTALI

Le indagini strumentali vengono così definite perché utilizzano strumenti appositamente studiati per tradurre e descrivere caratteristiche delle strutture, degli elementi e dei materiali del manufatto. Le prove si suddividono in tre categorie in funzione dell'invasività dell'indagine rispetto al manufatto stesso: prove non distruttive, prove debolmente distruttive, e prove distruttive. Si distinguono poi in prove in situ e prove in laboratorio a seconda che vengano eseguite rispettivamente all'interno dell'edificio sull'edificio stesso o in laboratorio su campioni estratti e trasferiti. Per criteri di conservazione dell'edificio e per ragioni economiche è stato proposto di strutturare il piano di indagine secondo una gerarchia che va dalle prove non distruttive a quelle distruttive.

7.3.1. Prove non distruttive

Per prove non distruttive si intendono quei metodi di indagine che non richiedono lo scasso, la rimozione, il prelievo o distruzione alcuna e che non compromettono in alcun modo le funzionalità del manufatto. In ambito internazionale queste prove vengono identificate con l'acronimo inglese NDT (Non Destructive Testing), in Italia invece

l'acronimo è PnD (Prove non Distruttive). Si dividono in prove attive (prove soniche, sclerometrie) e prove passive (indagini magnetometriche).

Prove ultrasoniche

Si basano sulla misura e l'analisi delle caratteristiche di propagazione delle onde elastiche attraverso i corpi solidi, con frequenze comprese tra 60 kHz e 200 kHz. La velocità di propagazione può essere direttamente associata alle proprietà fisiche e meccaniche del materiale mezzo di propagazione. Da questo si possono ricavare valutazioni sul grado di omogeneità, sulla presenza di vuoti, fessure e imperfezioni generiche ma anche informazioni sul valore del modulo elastico (dinamico) e del coefficiente di Poisson (dinamico). La prova viene eseguita in trasparenza quando emettitore e ricevitore sono posizionati ai lati opposti della sezione; la prova è superficiale se emettitore e ricevitore sono sullo stesso lato della parete.

Nel caso dello Stadio Euganeo le prove soniche vengono fatte a campione su pilastri e setti dei vari piani per valutare la corretta esecuzione del getto di calcestruzzo ed il suo stato di conservazione attuale.

Prove sclerometriche

Consentono di determinare la durezza superficiale dei materiali, la quale è relazionata alla resistenza meccanica degli stessi. La misurazione rilevata attraverso lo strumento chiamato sclerometro è rapportata ad un indice di rimbalzo di una massa battente sul materiale. Quanto più elevata è la resistenza del calcestruzzo, tanto maggiore è il rimbalzo. Misurando su una scala tale rimbalzo e riportandolo sulle curve del diagramma applicato allo strumento, si ricava la resistenza alla compressione. L'eshaustività della prova è fortemente condizionata dalla calibrazione dello strumento, per questo si consiglia di confrontare i risultati con quelli ottenuti dalle prove soniche.

Si prevedono dunque prove sclerometriche in molti degli elementi strutturali, da quota 0,00 a quota +19,85. La rapidità di esecuzione di questa prova consente di effettuare un numero esteso, tuttavia si riescono a testare solo gli strati superficiali che vengono influenzati da parametri come umidità, carbonatazione, presenza di armature e dimensione degli inerti.

Prove magnetometriche (indagini pacometriche)

La strumentazione permette di localizzare materiali metallici dall'analisi delle anomalie di un campo magnetico generato da una sonda, chiamata pacometro, trascinata sulla superficie. L'applicazione più generale consiste nel localizzare i ferri d'armatura all'interno degli elementi strutturali e nel fornire indicazioni su quantità, dimensione e profondità a cui sono posti (copriferro). Nel caso in esame, questa tipologia di prova è stata estesa a tutti gli elementi strutturali, in particolare si sono analizzati i ferri degli elementi di cui si sono raccolte meno informazioni in fase preliminare, come i gradoni degli spalti, gli spicchi dei corpi di collegamento e le travi lungo l'asse Q poste a quota +14,65.

7.3.2. Prove debolmente distruttive

Rientrano in questa categoria le prove che necessitano una parziale e localizzata alterazione del manufatto per la loro esecuzione. Considerata la limitata entità delle manomissioni introdotte non risulta difficile ripristinare lo stato iniziale a prova terminata. Nel caso del carotaggio la prova permette di ricavare piccoli campioni di materiale da trasferire in laboratorio per prove approfondite.

Prove di estrazione (pull-out)

Lo sforzo indotto dall'estrazione dell'inserito dal calcestruzzo è una misura diretta della resistenza del materiale che può essere correlato, anche teoricamente, con la resistenza a compressione. La prova di pull-out consiste nella misura della forza necessaria ad estrarre un inserto metallico, con estremità allargata, ancorato nel calcestruzzo. I campioni di armatura estratti vengono successivamente testati a trazione per ottenere una stima della tensione di snervamento, della resistenza a rottura e dell'allungamento a rottura. Il problema di questa prova è il carattere semi distruttivo e il conseguente bisogno di effettuare interventi di ripristino.

Anche in questo caso le prove di estrazione sono state previste a campione sui vari elementi strutturali. In particolar modo sono state prescritte le prove sui setti dei corpi di collegamento e sui setti esterni che fungono da supporto alle passerelle d'accesso.

Carotaggi

La carotatrice è lo strumento capace di tagliare e prelevare parte della struttura. La dimensione del campione estratto è limitata, e non altera la funzionalità del manufatto. Dal campione estratto si risale alla stratigrafia e alla composizione dell'elemento in esame. Il test dà la possibilità quindi di trasportare in laboratorio il materiale e proseguire con le prove per determinarne tutte le caratteristiche. A prova ultimata il foro deve essere accuratamente riempito. La circolare al cap. §11.2.6 riporta una serie di avvertenze:

- le carote non dovrebbero contenere ferri di armatura (prima del carotaggio è bene effettuare una prova con pacometro);
- il rapporto lunghezza/diametro della carota deve essere possibilmente uguale a due;
- nel programmare l'estrazione dei campioni si deve tener presente che la resistenza del cls dipende dalla posizione del getto, è quindi opportuno evitare giunti, nodi strutturali o altri punti singolari, le parti sommitali dei getti;
- prima di sottoporre i campioni alla prova di compressione, è necessario verificare la planarità e l'ortogonalità delle superfici di appoggio.

E' stato previsto un numero limitato di carotaggi e sono state differenziate le zone rispetto a quelle delle prove pull-out in modo da non compromettere eccessivamente la stabilità della struttura.

7.4 MONITORAGGIO

La fase di monitoraggio si sviluppa attraverso il rilievo ed il controllo di grandezze legate direttamente e indirettamente all'edificio (quadro fessurativo, parametri strutturali, temperatura, umidità, parametri ambientali) in un lasso di tempo più o meno esteso. Considerando il buono stato di conservazione generale dello Stadio Euganeo, non si propone un monitoraggio strutturale. Si consiglia però un monitoraggio periodico tramite rilievo visivo da parte di un esperto, per mantenere accertate le condizioni del quadro fessurativo nonostante sia limitato. In un primo momento si pianifica una frequenza di controllo ogni 2 anni, la quale può aumentare nel caso si rilevino peggioramenti agli elementi strutturali più fragili, come le passerelle di accesso o le tribune, o in occasione di eventi accidentali.

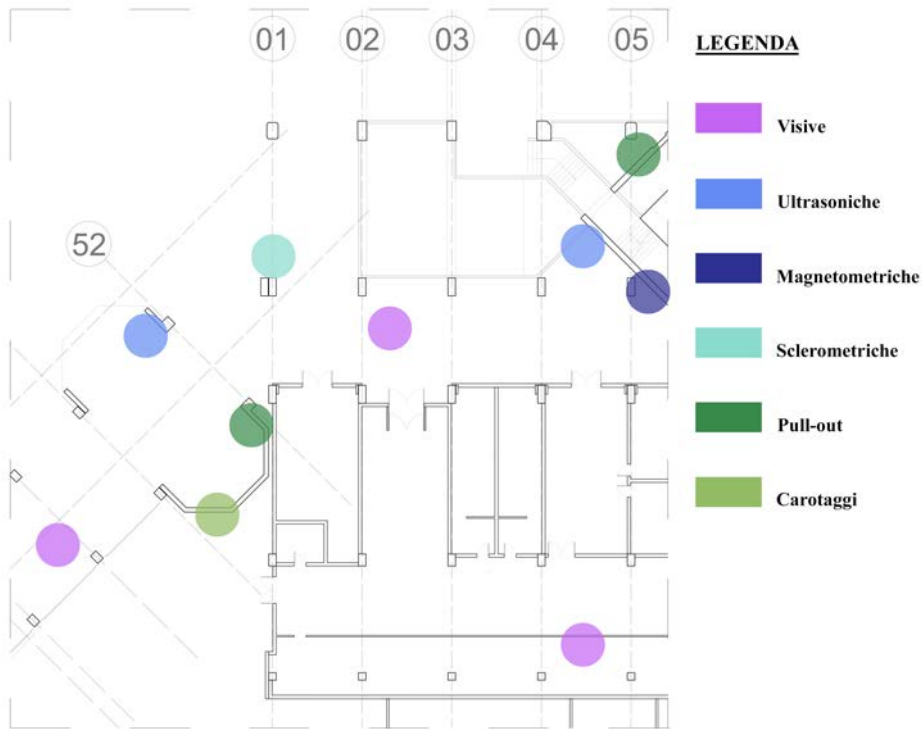


Figura 7.1.
 Piano di indagine
 Corpo di Collegamento / Tribuna Est, quota 0,00

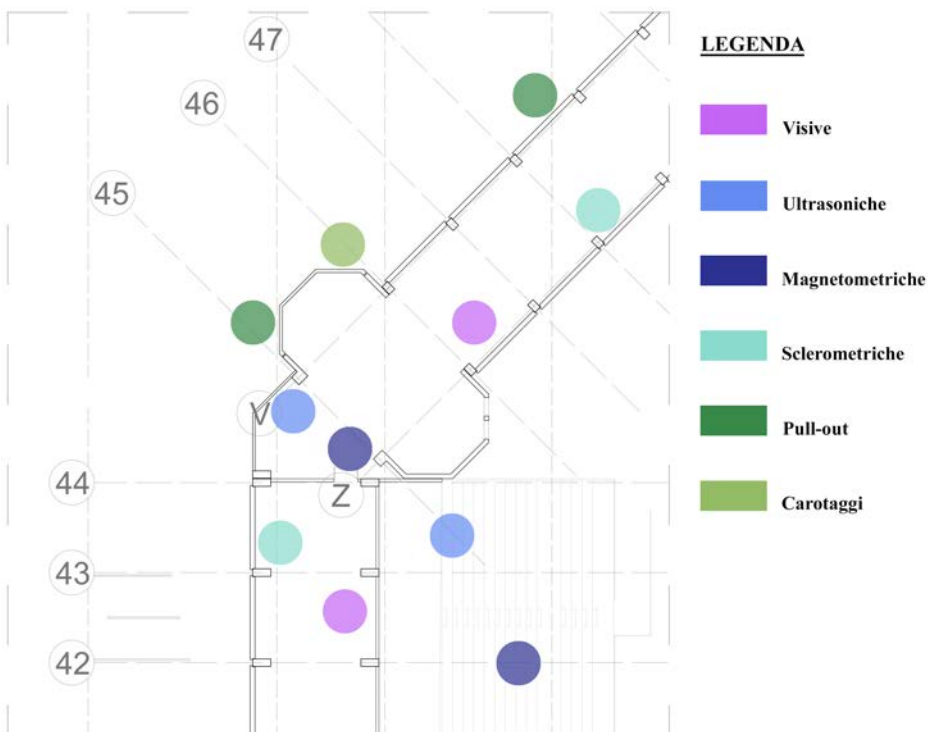


Figura 7.2.
 Piano di indagine
 Corpo di Collegamento / Tribuna Sud, quota 5,75

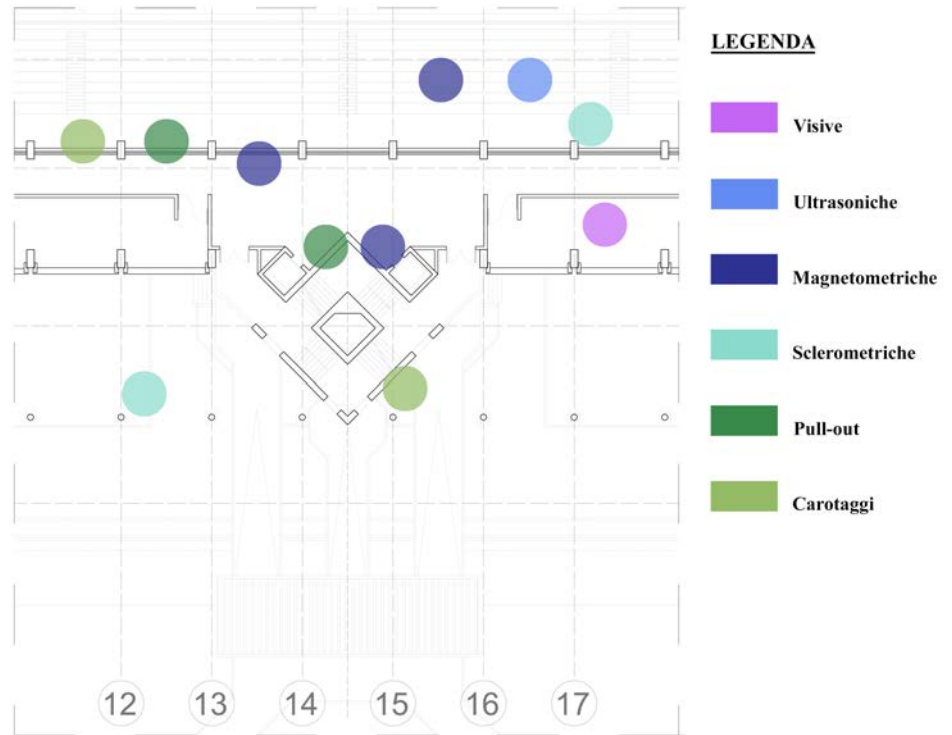


Figura 7.3.
Piano di indagine
Tribuna Ovest, quota 14,65

CAPITOLO 8

CONCLUSIONI

La valutazione della sicurezza nei confronti dell'azione sismica dello Stadio Euganeo di Padova, è stata condotta attraverso lo studio del comportamento globale della struttura e della verifica globale degli elementi che lo compongono, secondo quanto prescritto dalle Norme Tecniche per le Costruzioni del 2008 e della Circolare del 2 febbraio 2009 n° 617. Dalla ricerca archivistica è risultato che il progetto di questa struttura sia stato più volte modificato nel corso dei primi anni '90. Il risultato è un edificio composto da due tribune coperte (Tribuna Est e Ovest), due scoperte e di dimensioni minori (Tribuna Nord e Sud), e quattro corpi di collegamento che chiudono lo stadio e collegano le quattro tribune tra di loro. Ad oggi lo stadio, oltre ad accogliere le partite della società Biancoscudati Padova nel week-end, durante la settimana ospita gli uffici di molte associazioni sportive private e dell'assessorato allo sport del Comune di Padova.

La modellazione ad elementi finiti (FEM) dell'edificio è stata realizzata tramite il software Staus7, riproducendo la struttura attraverso elementi monodimensionali per simulare travi e pilastri, e mediante elementi bidirezionali per simulare i setti. Sono state successivamente assegnate le reali caratteristiche fisiche e meccaniche ai vari elementi. Sul modello prodotto sono state eseguite l'analisi statica, per la valutazione dei carichi gravitazionali, e l'analisi modale lineare per la valutazione della risposta sismica della struttura. Le verifiche statiche eseguite sui vari elementi strutturali sono risultate sempre verificate. L'analisi dinamica lineare effettuata ha condotto a risultati diversi dai precedenti. Grazie ai diagrammi di involuppo delle varie combinazioni, sono stati ricavati i parametri della sollecitazione agenti sui vari elementi strutturali. A questo punto sono state eseguite le verifiche di resistenza, a flessione e taglio per le travi, e a pressoflessione e taglio per i pilastri, confrontando le azioni di progetto ottenute con i valori resistenti delle corrispondenti sezioni sollecitate. Dall'analisi delle verifiche si è notato che ogni zona dello stadio (Tribuna Est, Tribuna Sud e Corpo di collegamento) presenta un numero diverso di elementi verificati, a causa della differente struttura che li costituisce. I principali problemi si verificano agli appoggi delle travi che reggono i solai (orientamento esterno-interno allo stadio) e nei pilastri che reggono le tribune. In

particolar modo gli elementi non verificati aumentano nella Tribuna Sud dove, a differenza della Tribuna Est, mancano totalmente setti in calcestruzzo che assorbono l'azione sismica, che è quindi affidata totalmente al telaio. E' bene tenere presente, però, che tutte le verifiche di resistenza sono state condotte con un livello di conoscenza LC1 ed il conseguente fattore di confidenza pari a 1,35, che riduce notevolmente le proprietà meccaniche sia del calcestruzzo che dell'acciaio d'armatura. Questo è risultato penalizzante nei confronti del caso analizzato, del quale erano state recuperate tutte le tavole di progetto, inerenti a carpenterie e armature. Tuttavia, attraverso il piano d'indagini e le correlate prove, si prevede la possibilità di eseguire nuovamente le verifiche, adottando un fattore di confidenza pari a 1,20, dettato dal più elevato livello di conoscenza raggiunto, e di ottenere un numero maggiore di elementi verificati, al fine di ridurre i possibili interventi futuri.

BIBLIOGRAFIA

Castiglioni, Girardi, Rodolfi, *Le tracce degli antichi percorsi del Brenta per Montà e Arcella nei pressi di Padova: studio geomorfologico*, Padova, Soc. Coop. Tipografica, 1987.

Cesari, *Metodo di calcolo della dinamica delle strutture*, Bologna, Pitagora, 1997.

Gasparotto, *Padova romana*, Padova, 1987.

Guidoni, Soragni, *Lo spazio nelle città venete: urbanistica e architettura, monumenti e piazze, decorazione e rappresentazione*, Roma, Kappa, 1997.

Rugarli, *Calcolo strutturale con gli elementi finiti: una spiegazione di base del metodo degli elementi finiti applicato all'ingegneria strutturale*, Roma, EPC libri, 2003.

Viola, *Fondamenti di dinamica e vibrazione delle strutture, volume primo: sistemi discreti*, Bologna, Pitagora Editrice, 2001.

Viola, *Fondamenti di dinamica e vibrazione delle strutture, volume secondo: sistemi continui*, Bologna, Pitagora Editrice, 2001.

NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Decreto ministeriale del 14 Gennaio 2008 (G.U. n°29 del 04/02/08 suppl. ord. n°30) – Norme Tecniche per le Costruzioni.

Circolare ministeriale 2 febbraio 2009, n° 617 (G.U. n°47 del 26/02/09 suppl. ord. n°27) – Istruzioni per l'applicazione delle 'Nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008.

SITOGRAFIA

<http://google.maps.it>

www.ingv.it

www.protezionecivile.it

www.padovanet.it

<http://dicata.ing.unibs.it/gelfi/software>

www.reluis.it

APPENDICI

Appendice 1: INQUADRAMENTO – Carta Tecnica Regionale

Appendice 2: INQUADRAMENTO – Fotogrammi aerei storici

Appendice 3: ESTRATTO PATI – Carta delle fragilità

Appendice 4: ESTRATTO PATI – Carta delle trasformabilità

Appendice 5: EVOLUZIONE DEL COMPLESSO

Appendice 6: RILIEVO ARCHITETTONICO – Pianta a quota +0,00

Appendice 7: RILIEVO ARCHITETTONICO – Pianta a quota +5,75

Appendice 8: RILIEVO ARCHITETTONICO – Pianta a quota +9,45

Appendice 9: RILIEVO ARCHITETTONICO – Pianta a quota +14,65

Appendice 10: RILIEVO ARCHITETTONICO – Pianta a quota +19,85

Appendice 11: RILIEVO ARCHITETTONICO – Pianta della copertura

Appendice 12: RILIEVO ARCHITETTONICO - Prospetti

Appendice 13: RILIEVO STRUTTURALE – Pianta orientamento assi

Appendice 14: RILIEVO STRUTTURALE – Passerella d’accesso

Appendice 15: RILIEVO STRUTTURALE – Corpo scale verticale

Appendice 16: RILIEVO STRUTTURALE – Giunto termico

Appendice 17: RILIEVO STRUTTURALE – Spicchio di collegamento

Appendice 18: RILIEVO STRUTTURALE - Copertura

Appendice 19: RILIEVO STRUTTURALE – Pilastro secondo anello Tribuna Ovest



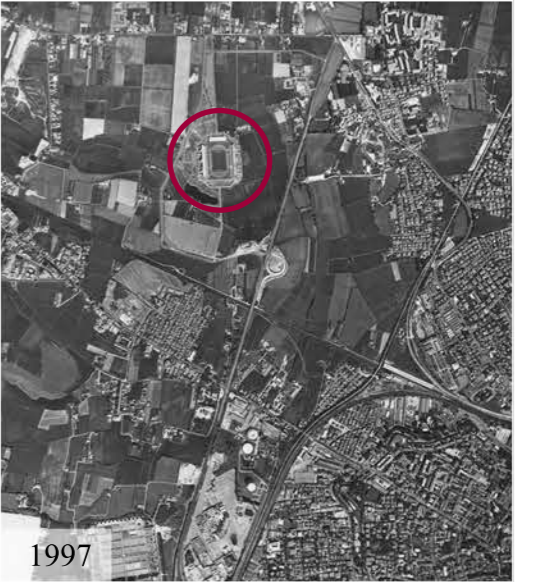
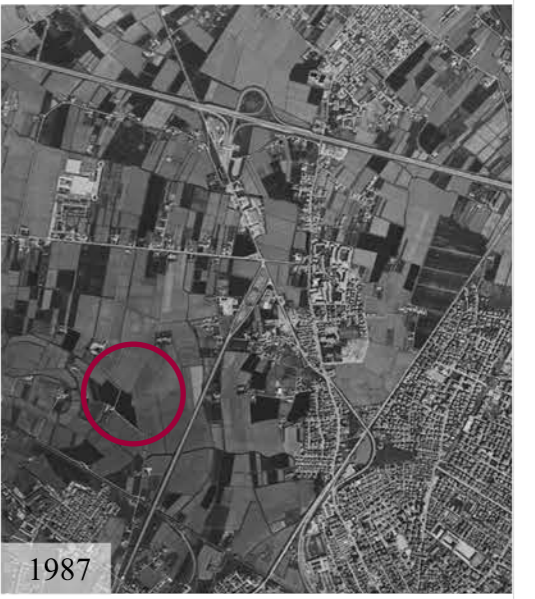
Analisi di vulnerabilita' sismica dello Stadio Euganeo di Padova

Relatrice: Professoressa Francesca Da Porto
Nicolo' Lazzarini

Inquadramento

Carta Tecnica Regionale
Scala 1:10000



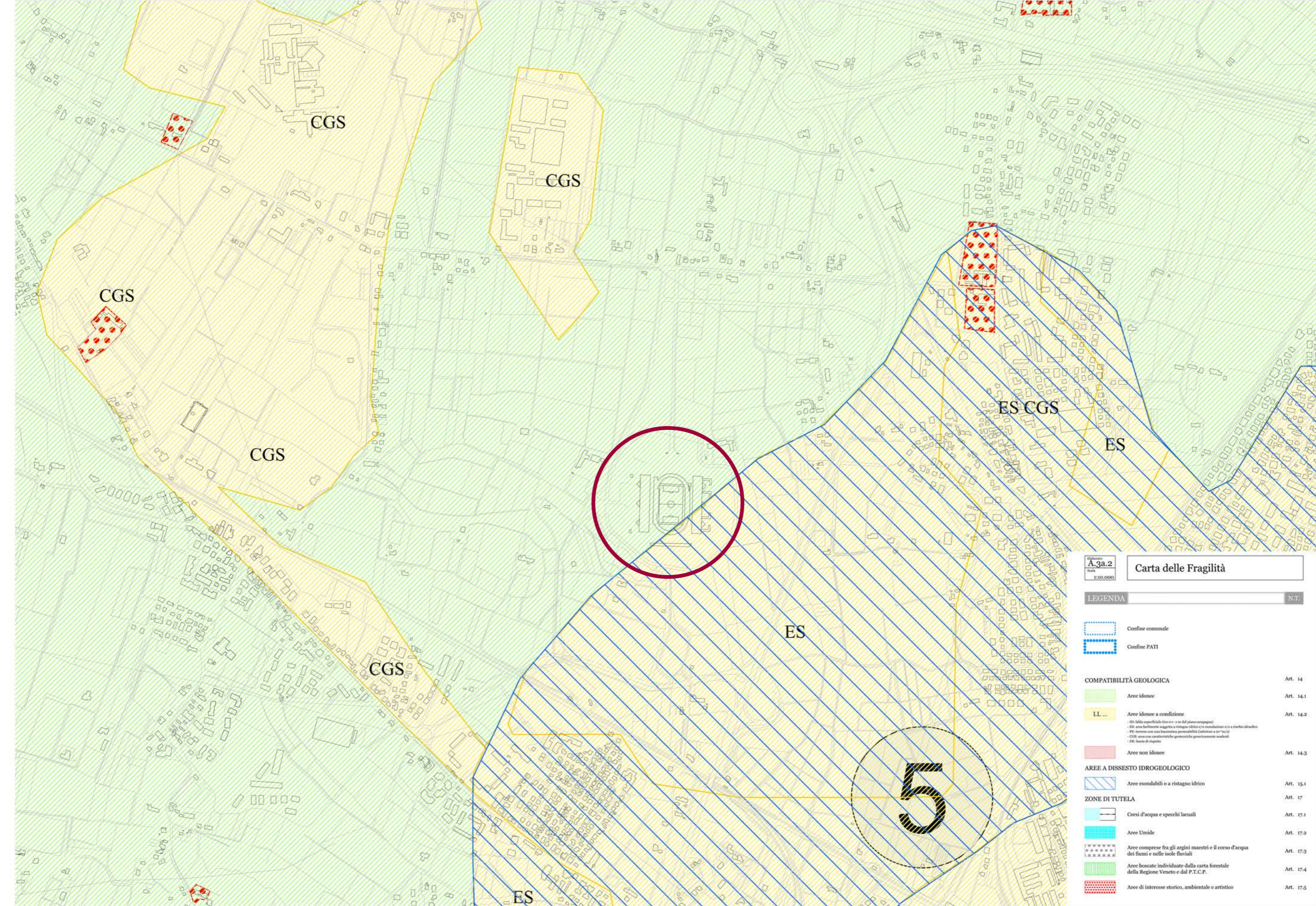


Analisi di vulnerabilita' sismica dello Stadio Euganeo di Padova

Relatrice: Professoressa Francesca Da Porto
Nicolo' Lazzarini

Inquadramento

Fotogrammi aerei storici



Edizione: **A.3a.2**
 Scala: **1:10.000**

Carta delle Fragilità

LEGENDA

Confine comunale
 Confine PATI

COMPATIBILITÀ GEOLOGICA

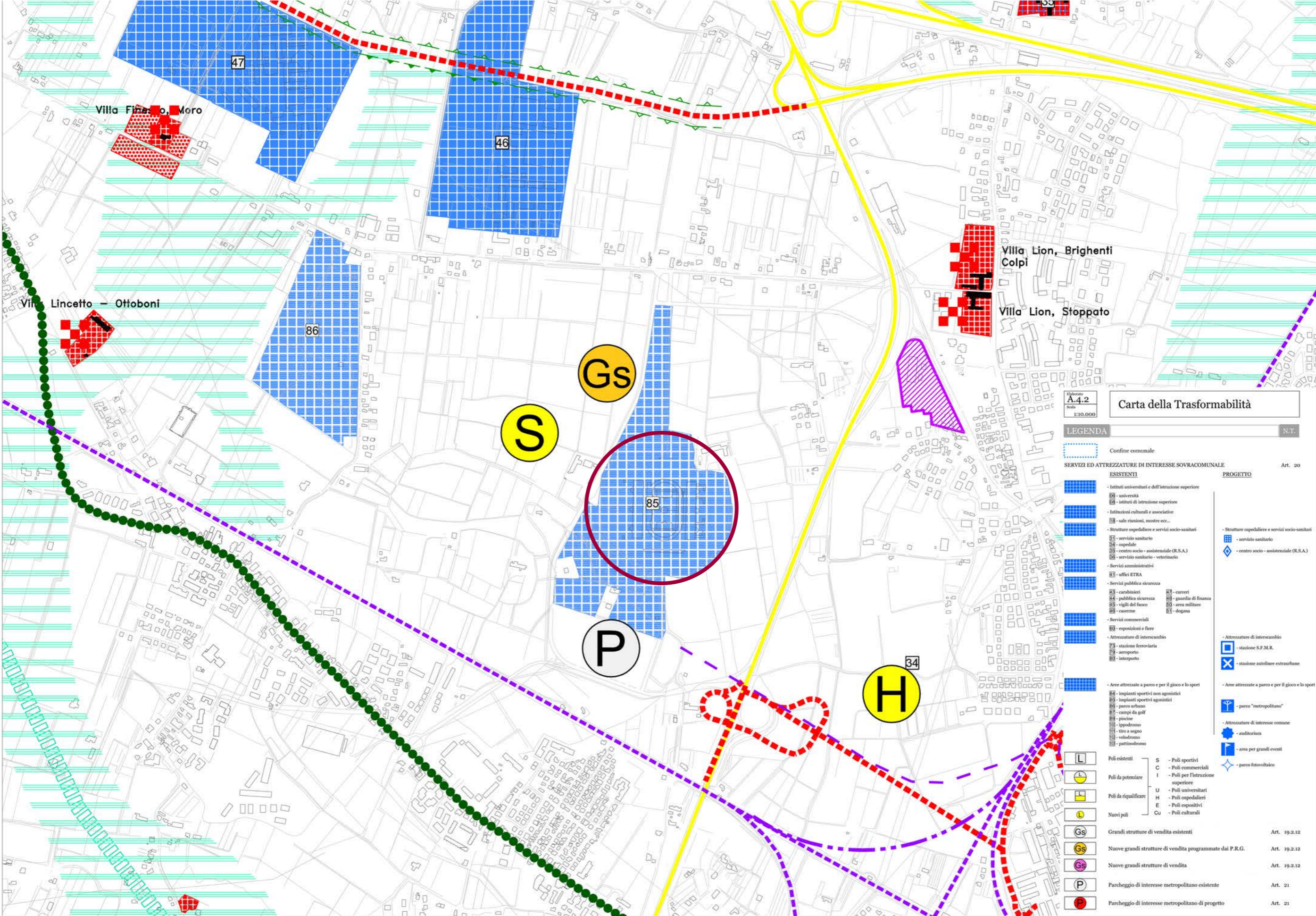
Aree idonee
 LL... Aree idonee a condizione
 - ID: idra superficiale (tra 0 e +10 dal piano campagna)
 - ES: area facilmente soggetta a ristagno idrico (o conduttiva e/o a rischio idraulico)
 - FR: terreno con una bassissima permeabilità (inferiore a 10⁻¹⁰ m/s)
 - CGS: aree con caratteristiche geologiche genericamente sfavorevoli
 - FR: fascia di rispetto
 Aree non idonee

AREE A DISSESTO IDROGEOLOGICO
 Aree esondabili o a ristagno idrico

ZONE DI TUTELA
 Corsi d'acqua e specchi lacuali
 Aree Umide
 Aree comprese fra gli argini maestri e il corso d'acqua dei fiumi e nelle isole fluviali
 Aree boscate individuate dalla carta forestale della Regione Veneto e dal P.T.C.P.
 Aree di interesse storico, ambientale e artistico

Art. 14
 Art. 14.1
 Art. 14.2
 Art. 14.3
 Art. 15.1
 Art. 17
 Art. 17.1
 Art. 17.2
 Art. 17.3
 Art. 17.4
 Art. 17.5





Carta della Trasformabilità
 Edizione A.4.2
 Scala 1:10.000
 N.T.

LEGENDA

--- Confine comunale

SERVIZI ED ATTREZZATURE DI INTERESSE SOVRACOMUNALE Art. 20

ESISTENTI	PROGETTO
<ul style="list-style-type: none"> - Istituti universitari e dell'istruzione superiore U1 - università U2 - istituti di istruzione superiore - Istituzioni culturali e associative U3 - sale riunioni, mostre ecc... - Strutture ospedaliere e servizi socio-sanitari U4 - servizio sanitario U5 - ospedale U6 - centro socio - assistenziale (R.S.A.) U7 - servizio sanitario - veterinario - Servizi amministrativi U8 - uffici ETRA - Servizi pubblica sicurezza U9 - carabinieri U10 - pubblica sicurezza U11 - vigili del fuoco U12 - caserme - Servizi commerciali U13 - esposizioni e fiere - Attrezzature di interscambio U14 - stazione ferroviaria U15 - aeroporto U16 - interporto - Aree attrezzate a parco e per il gioco e lo sport U17 - impianti sportivi non agonistici U18 - impianti sportivi agonistici U19 - parco urbano U20 - campi da golf U21 - piscine U22 - ippodromo U23 - tino a segno U24 - velodromo U25 - pattinodromo 	<ul style="list-style-type: none"> - Strutture ospedaliere e servizi socio-sanitari U1 - servizio sanitario U2 - centro socio - assistenziale (R.S.A.) - Attrezzature di interscambio U14 - stazione S.F.M.R. U15 - stazione autolinee extraurbane - Aree attrezzate a parco e per il gioco e lo sport U19 - parco "metropolitano" - Attrezzature di interesse comune U22 - auditorium U23 - area per grandi eventi U24 - parco fotovoltaico

Poli esistenti

- S - Poli sportivi
- C - Poli commerciali
- I - Poli per l'istruzione superiore
- U - Poli universitari
- H - Poli ospedalieri
- E - Poli espositivi
- Cu - Poli culturali

Poli da potenziare

- S
- C
- I

Poli da riqualificare

- U
- H
- E
- Cu

Nuovi poli

- S
- C
- I
- U
- H
- E
- Cu

Grandi strutture di vendita esistenti Art. 19.2.12

- Gs

Nuove grandi strutture di vendita programmate dal P.R.G. Art. 19.2.12

- Gs

Nuove grandi strutture di vendita Art. 19.2.12

- Gs

Parcheggio di interesse metropolitano esistente Art. 21

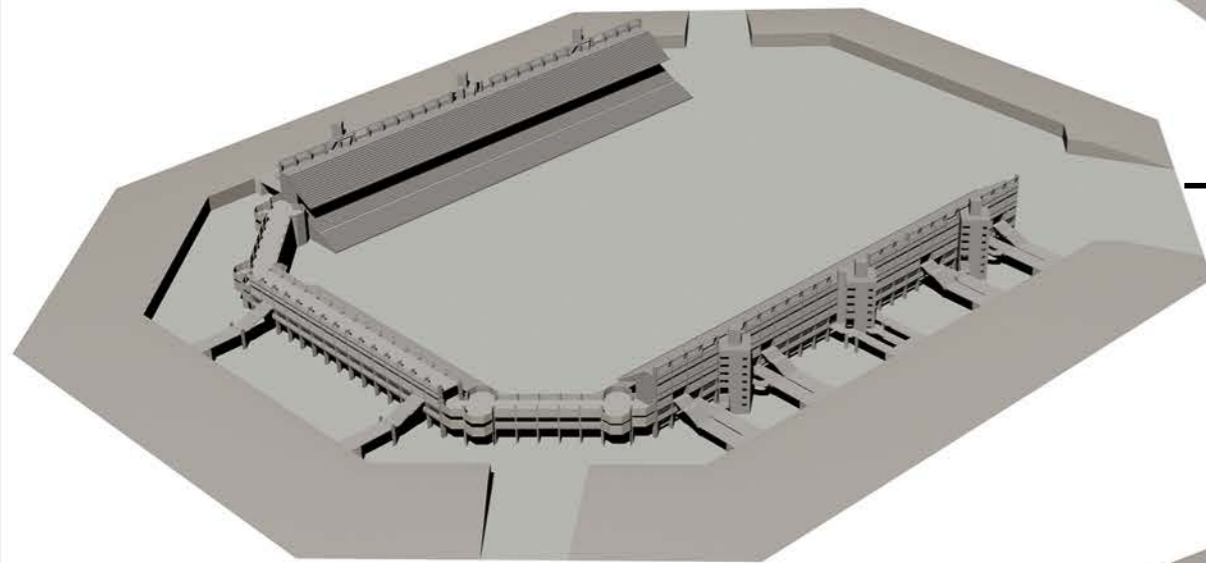
- P

Parcheggio di interesse metropolitano di progetto Art. 21

- P

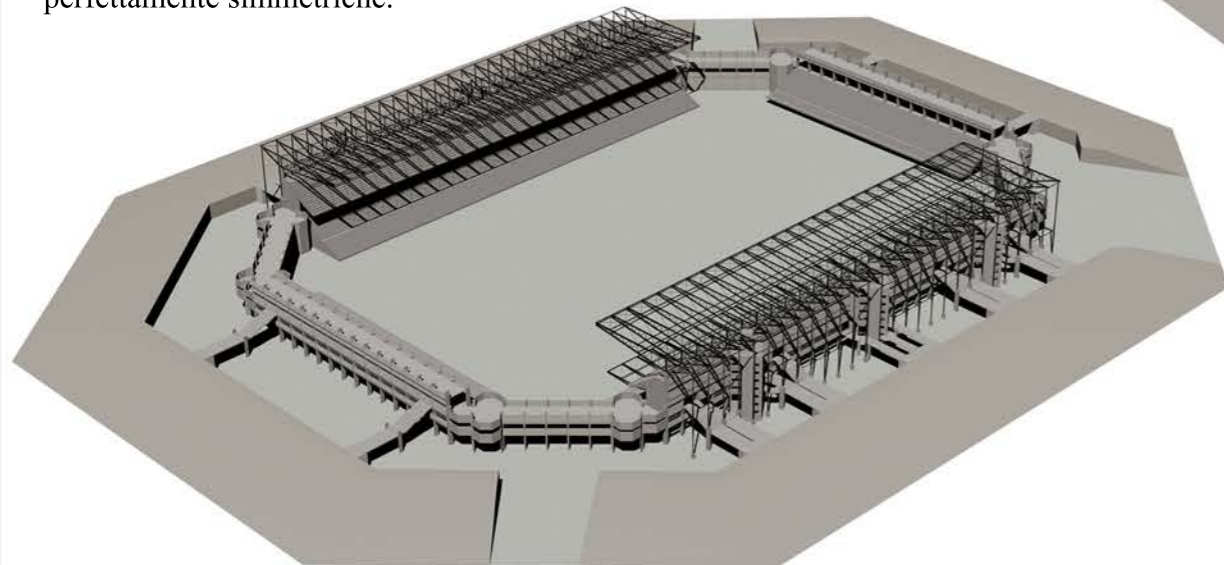
1982 - 1994

Dall'inaugurazione del 1982 passano dodici anni prima che lo stadio venga inaugurato. Esso si presenta parzialmente completato, privo di alcuna copertura per le tribune e sprovvisto della Tribuna Sud. L'area di parco comprendente lo stadio viene fortemente limitata, e con sé anche l'idea iniziale di Cittadella dello Sport.



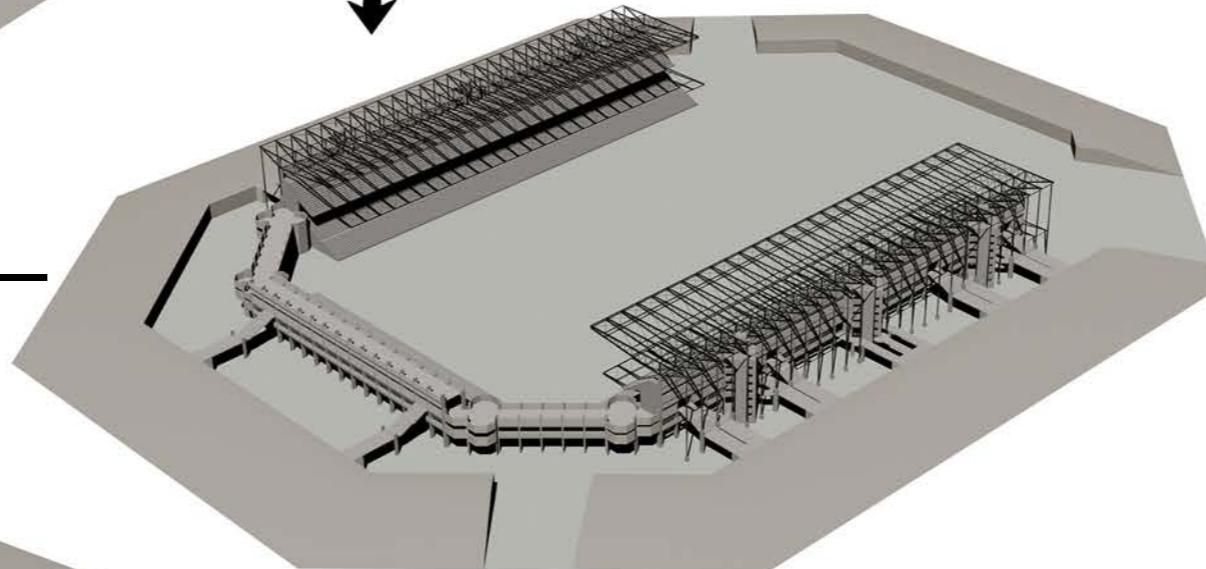
1998 - 1999

Vengono progettate e realizzate le coperture delle Tribune Ovest ed Est dalla ditta veronese MBM. Si tratta di un sistema di travi reticolari unite per formare due strutture in acciaio perfettamente simmetriche.



1994 - 1998

I lavori, anche se a rilento, continuano in questa fase, dove vengono ridimensionati e realizzati i primi due corpi di collegamento angolari.



1999 - 2000

La geometria dello stadio viene completata con la realizzazione della Tribuna Sud e dei corpi di collegamento angolari adiacenti, simmetrici a quelli della Tribuna Nord. A diciotto anni dall'inizio dei lavori la struttura finita risulta essere molto diversa dal progetto iniziale.

Evoluzione storica

16 Aprile 1982:

Viene approvato un programma per l'edilizia sportiva.

29 Ottobre 1986:

Viene individuata in zona Due Palazzi "un'area a parco per impianti sportivi e attrezzature di interesse territoriale".

21 Marzo 1988:

La progettazione, realizzazione e gestione viene affidata al nuovo Consorzio Padova Sport.

2 Dicembre 1989:

Posa della prima pietra.

10 Luglio 1994:

Inaugurazione dello Stadio Euganeo, sebbene incompleto.

Settembre 1998:

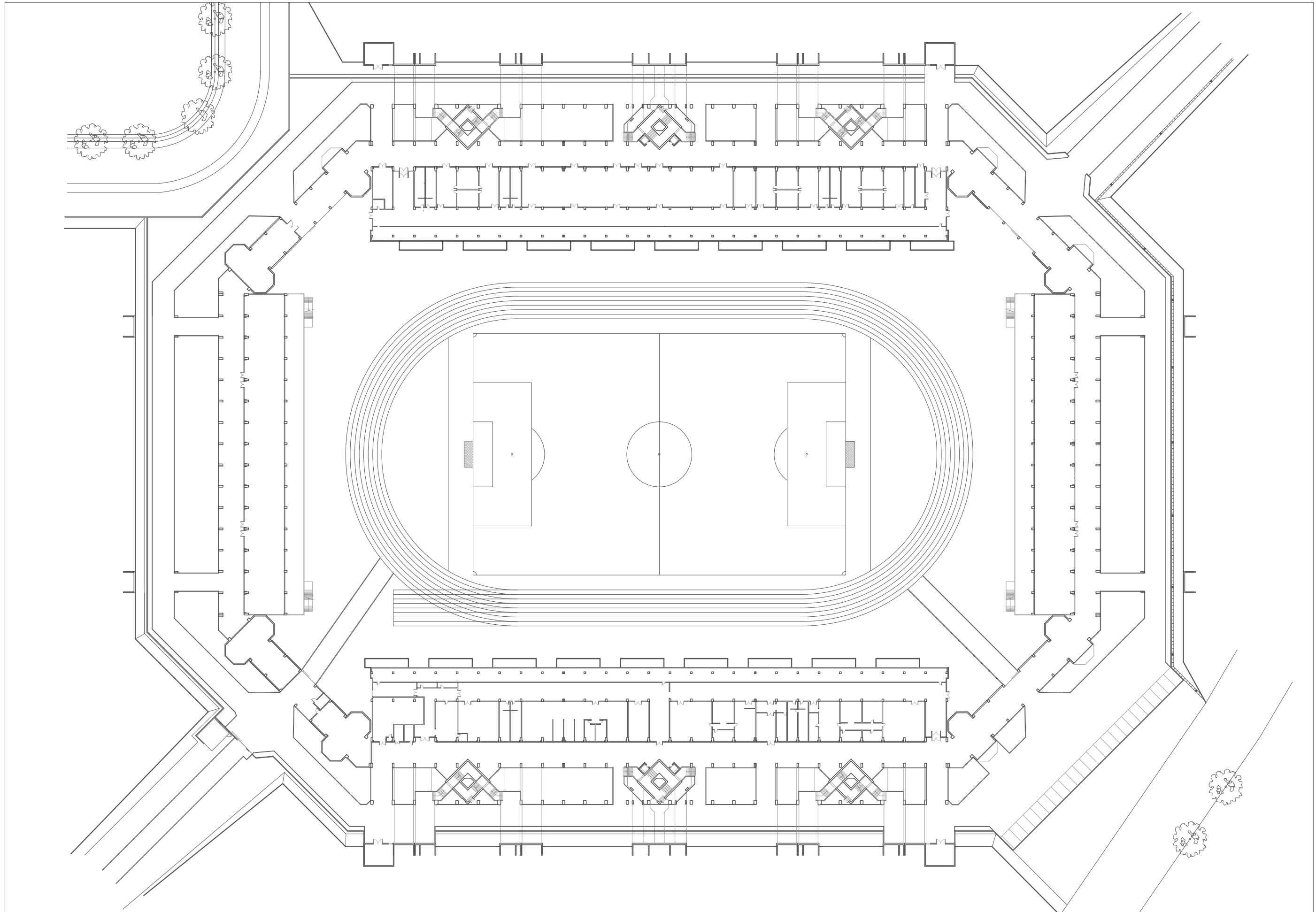
Completamento copertura Tribuna Ovest.

Giugno 1999:

Completamento copertura Tribuna Est.

Giugno 2000:

Lo stadio viene terminato nella sua geometria con la consegna della Tribuna Sud ultimata.

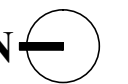


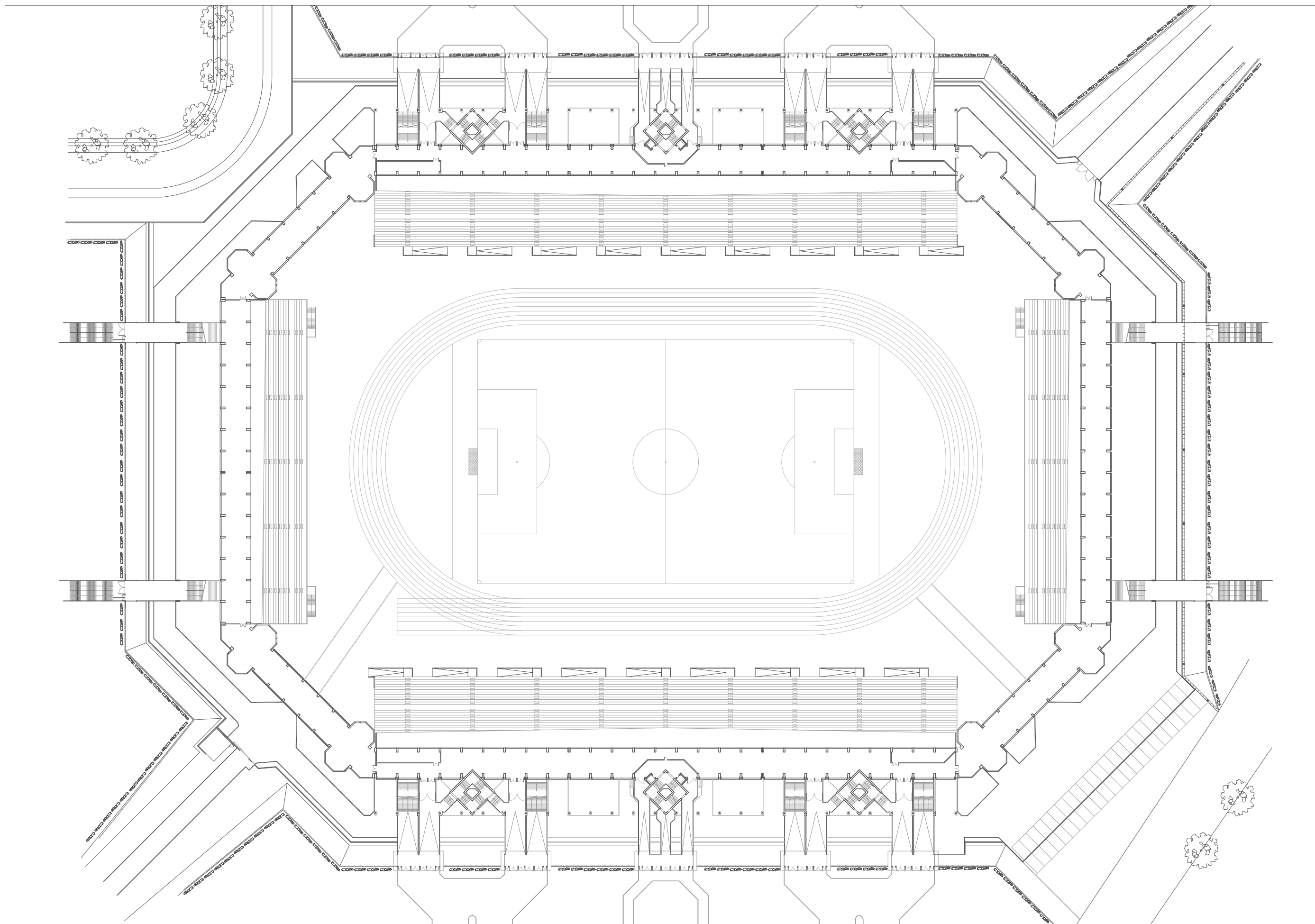
Analisi di vulnerabilita' sismica dello Stadio Euganeo di Padova

Relatrice: Professoressa Francesca Da Porto
Nicolo' Lazzarini

Rilievo Architettonico

Pianta Quota +0.00
Scala 1:1000





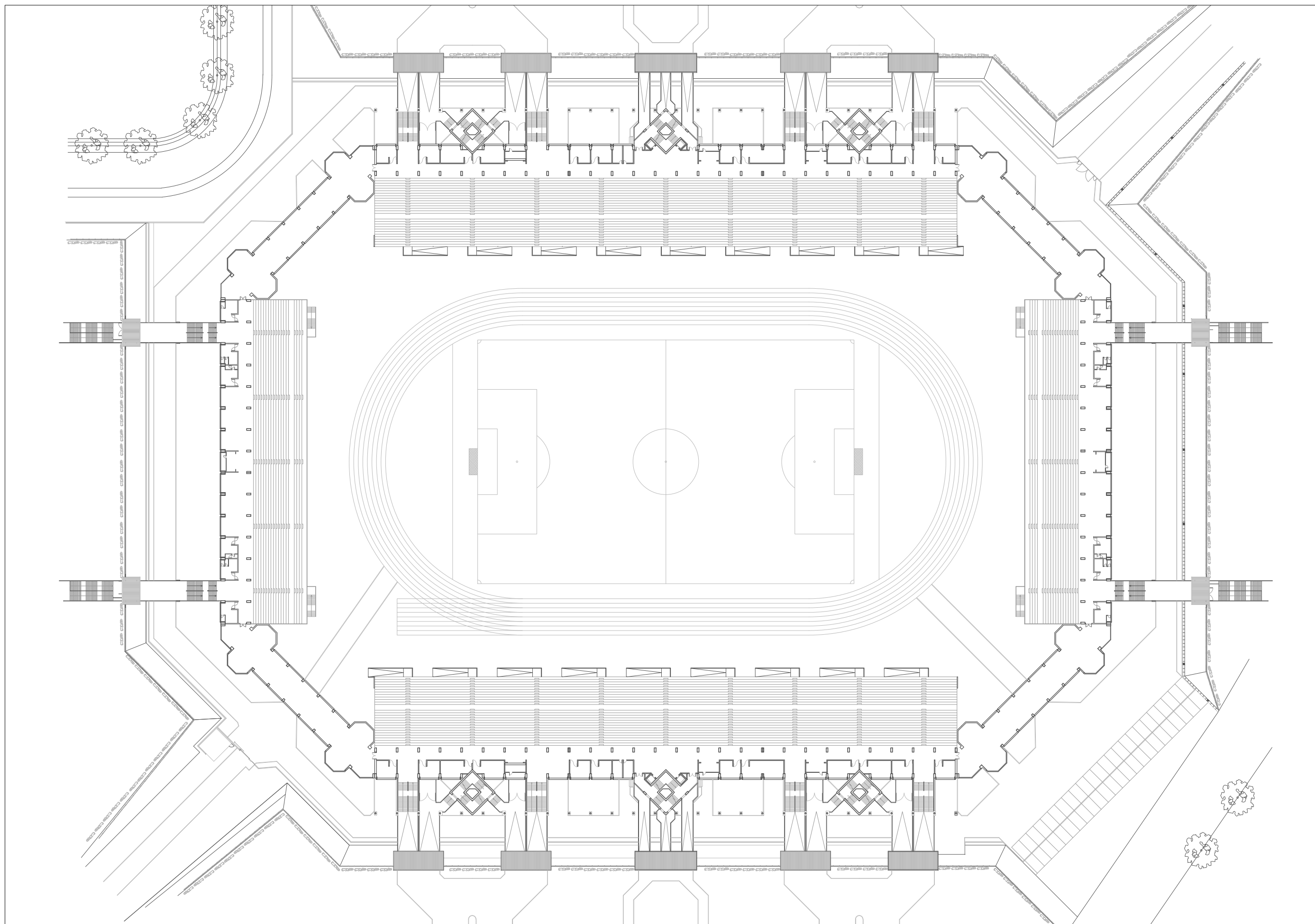
Analisi di vulnerabilita' sismica dello Stadio Euganeo di Padova

Relatrice: Professoressa Francesca Da Porto
Nicolo' Lazzarini

Rilievo Architettonico

Pianta Quota +5.75
Scala 1:1000





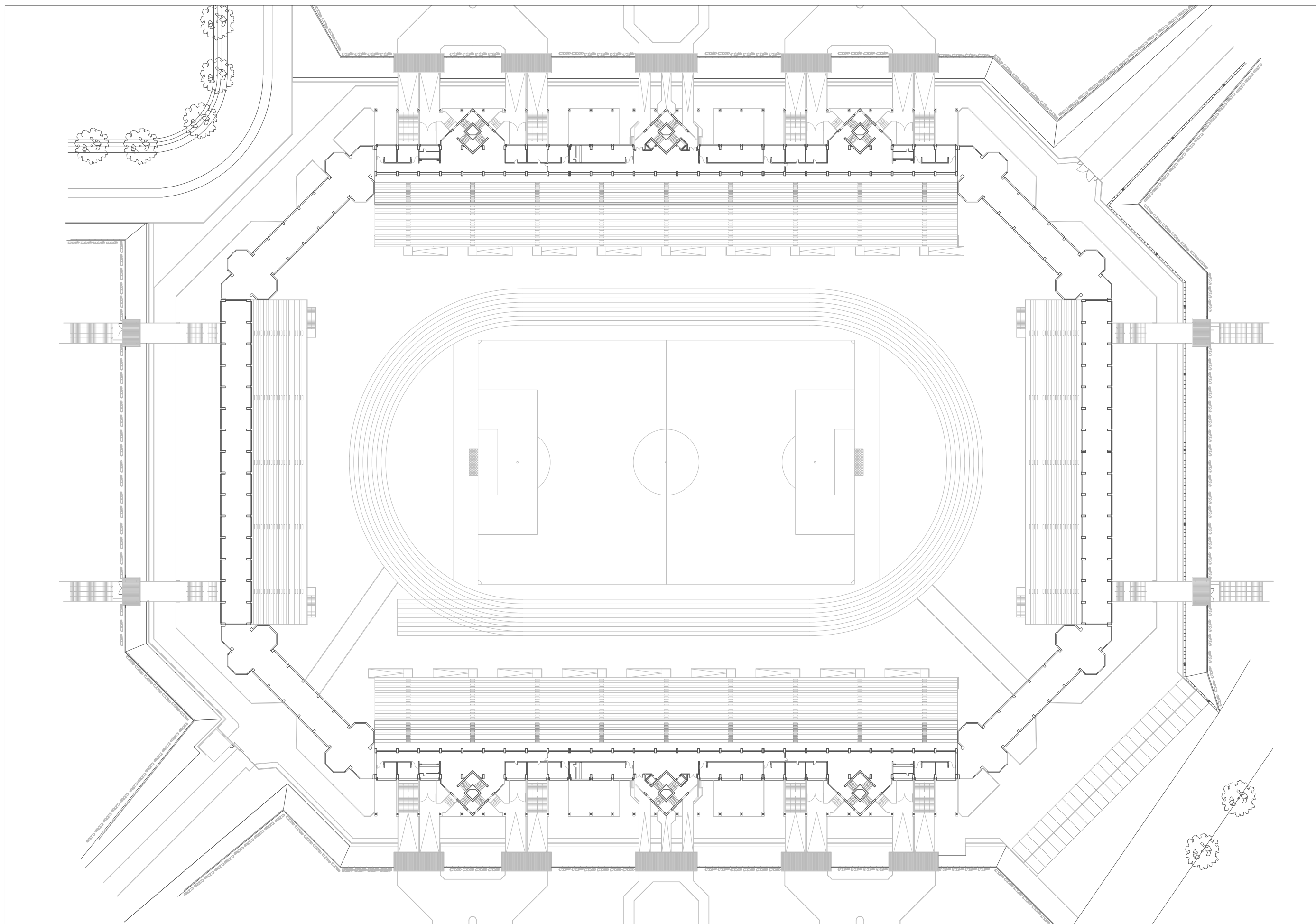
Analisi di vulnerabilita' sismica dello Stadio Euganeo di Padova

Relatrice: Professoressa Francesca Da Porto
Nicolo' Lazzarini

Rilievo Architettonico

Pianta Quota +9.45
Scala 1:1000





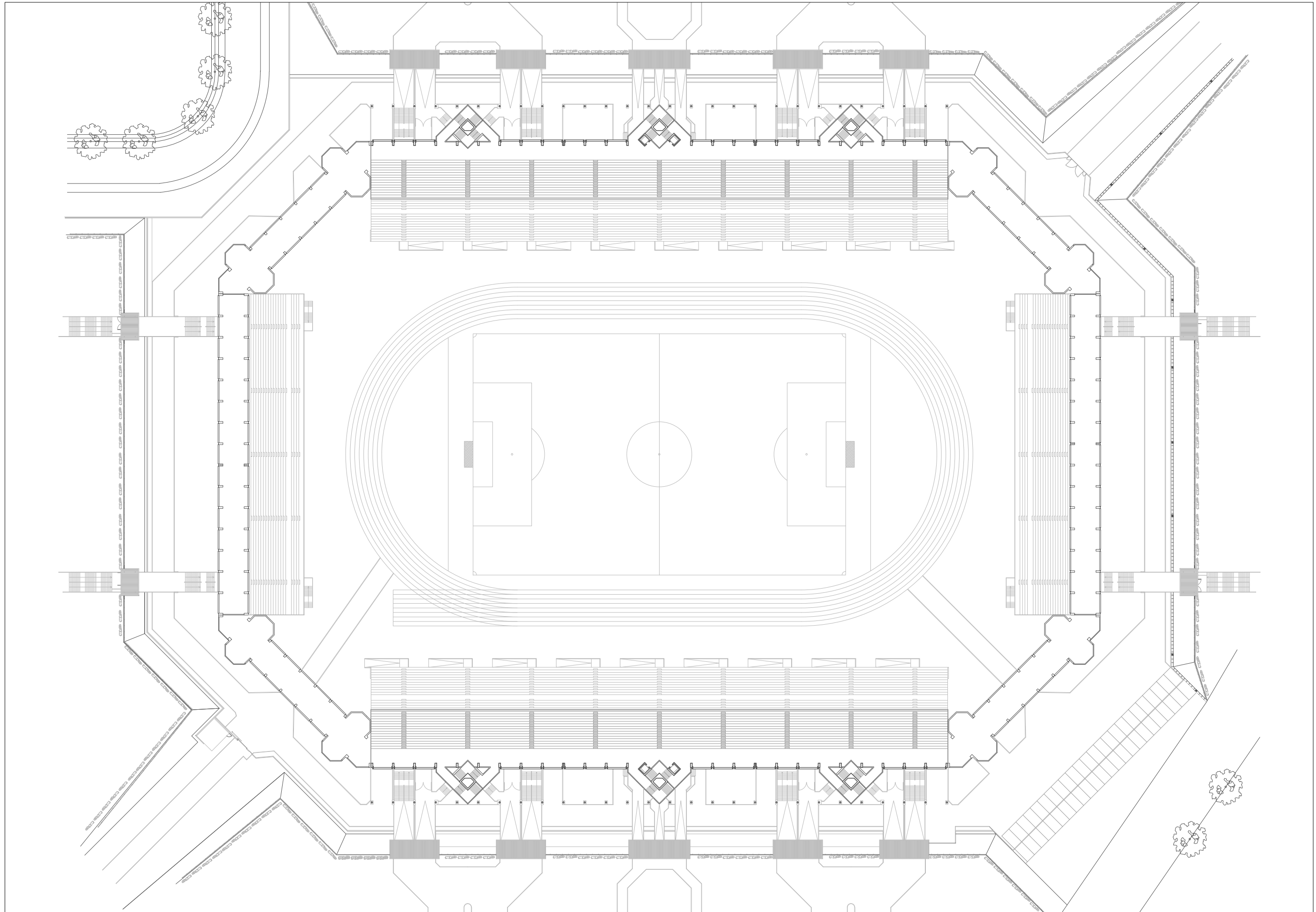
Analisi di vulnerabilita' sismica dello Stadio Euganeo di Padova

Relatrice: Professoressa Francesca Da Porto
Nicolo' Lazzarini

Rilievo Architettonico

Pianta Quota +14.65
Scala 1:1000



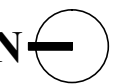


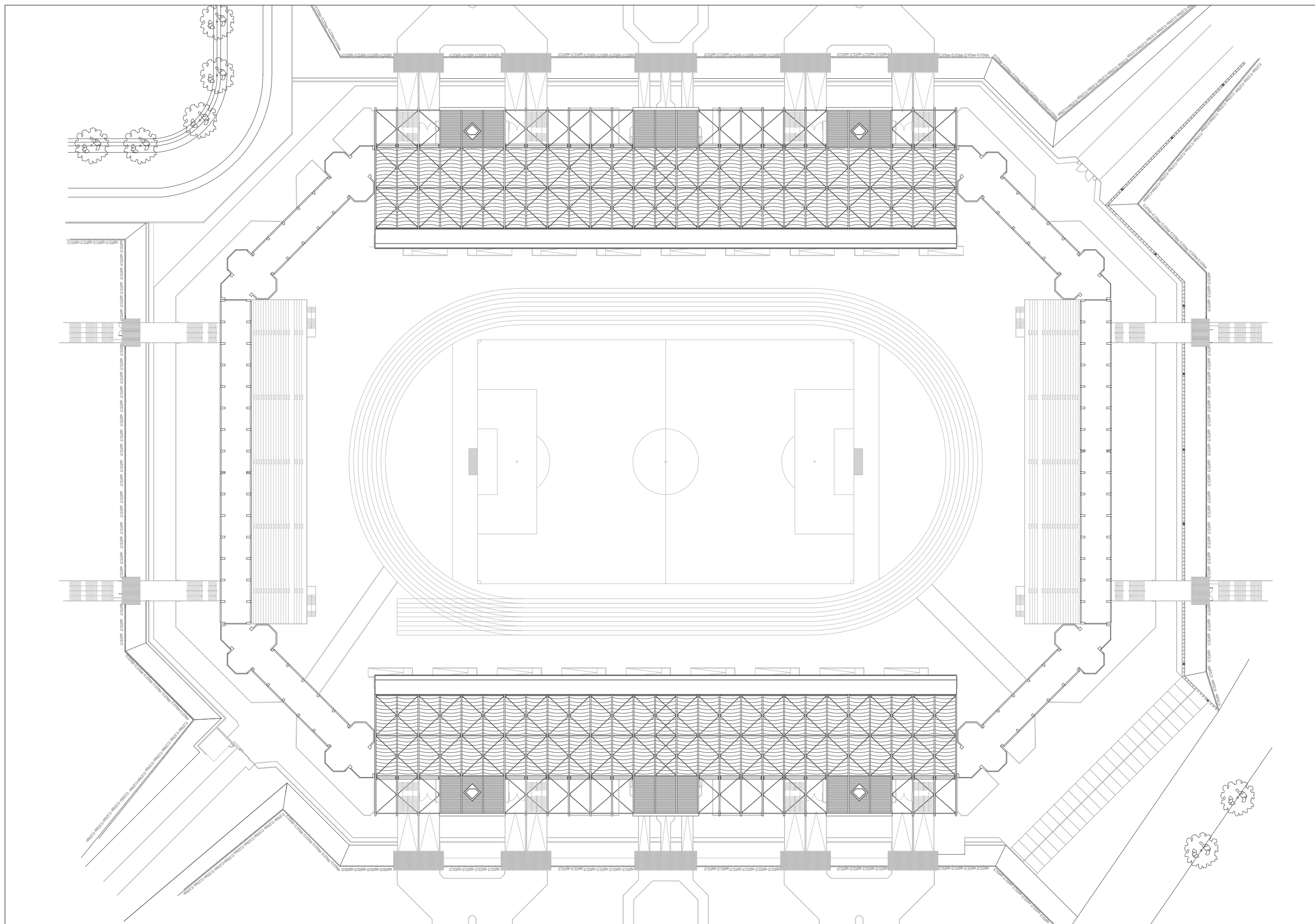
Analisi di vulnerabilita' sismica dello Stadio Euganeo di Padova

Relatrice: Professoressa Francesca Da Porto
Nicolo' Lazzarini

Rilievo Architettonico

Pianta Quota +19.85
Scala 1:1000





Analisi di vulnerabilita' sismica dello Stadio Euganeo di Padova

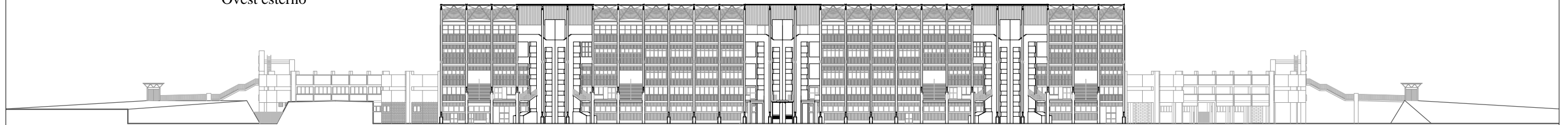
Relatrice: Professoressa Francesca Da Porto
Nicolo' Lazzarini

Rilievo Architettonico

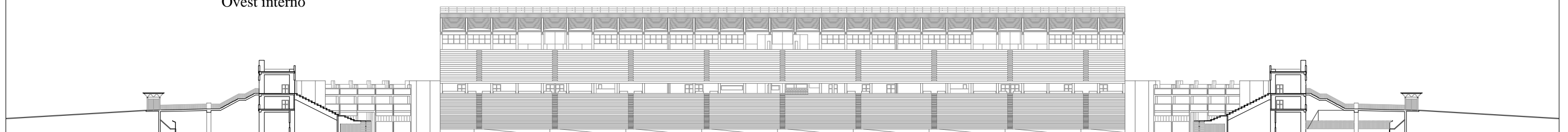
Pianta Copertura
Scala 1:1000



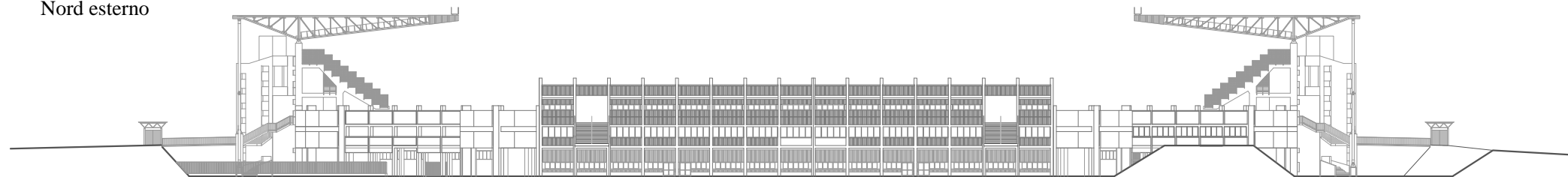
Ovest esterno



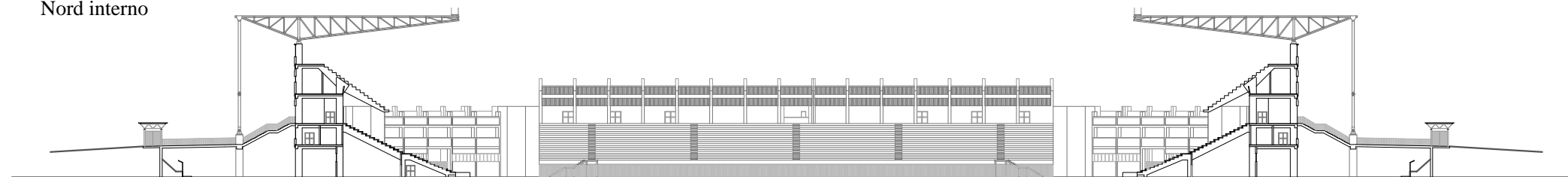
Ovest interno

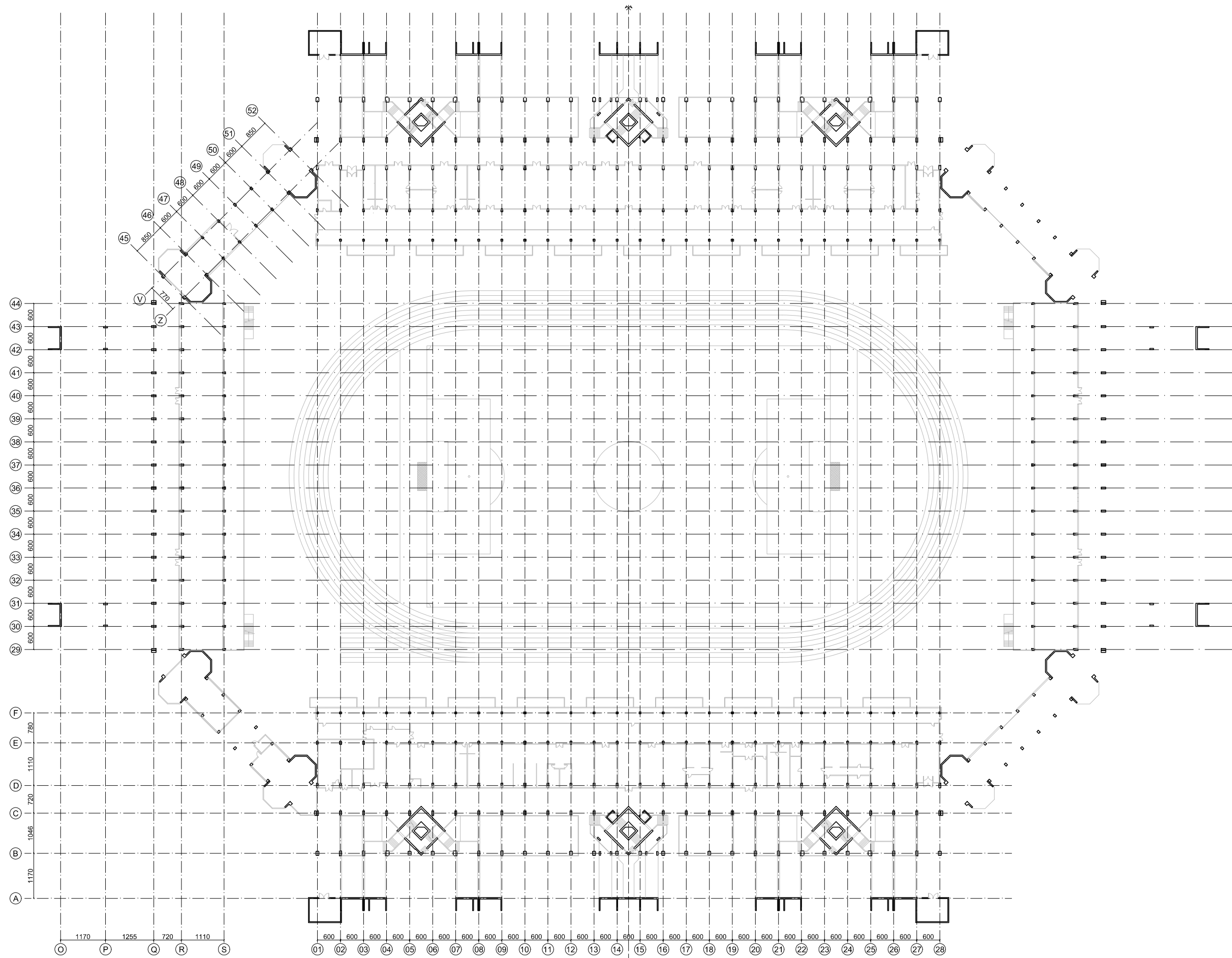


Nord esterno



Nord interno



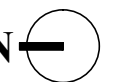


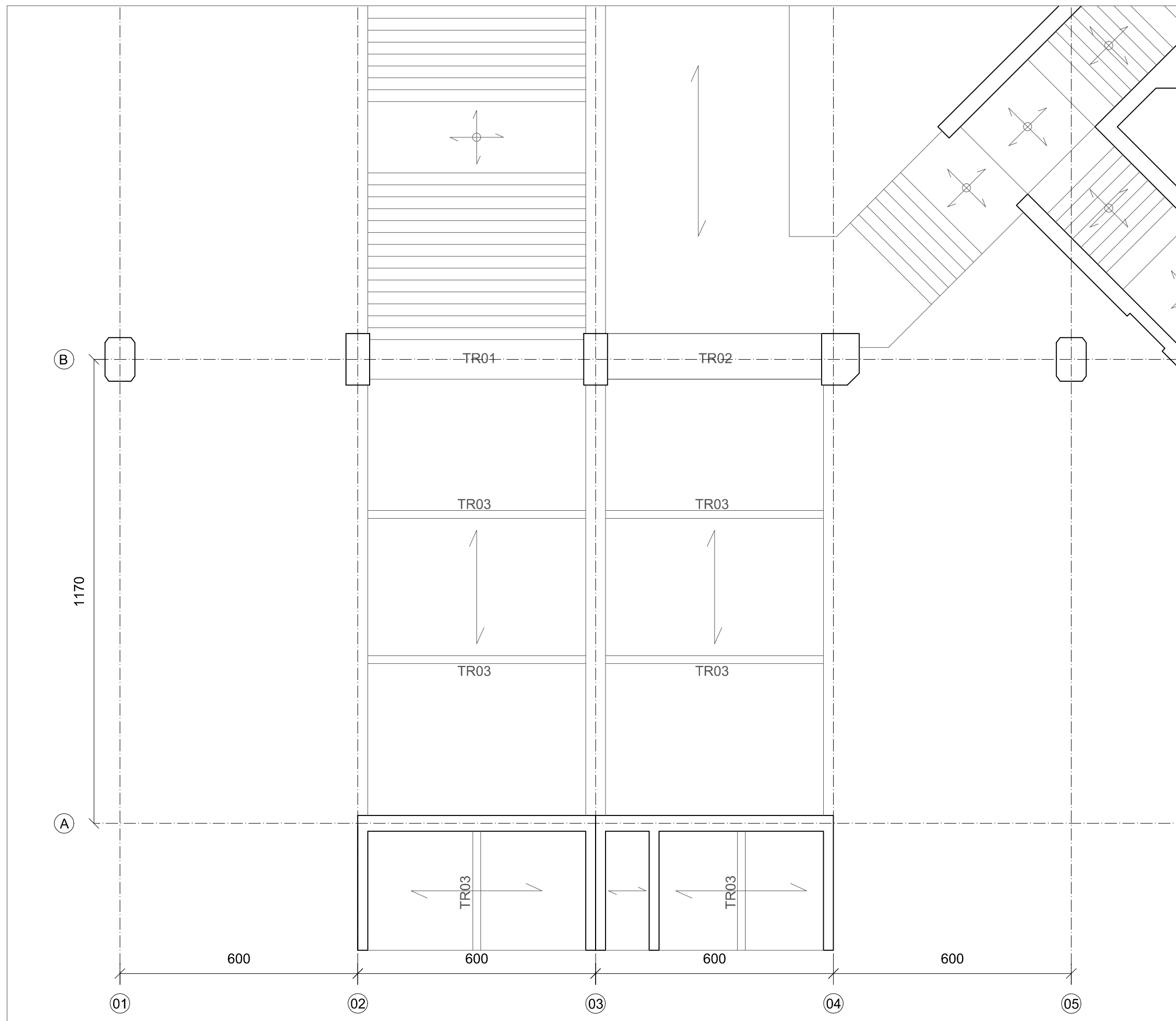
Analisi di vulnerabilita' sismica dello Stadio Euganeo di Padova

Relatrice: Professoressa Francesca Da Porto
 Nicolo' Lazzarini

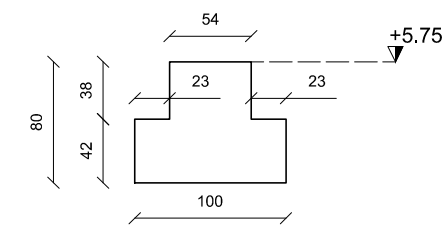
Rilievo Strutturale

Assi
 Scala 1:1000

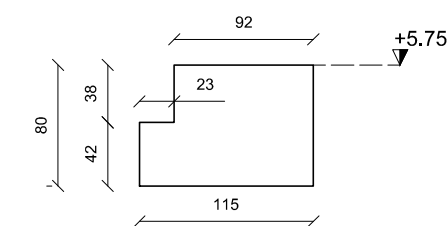




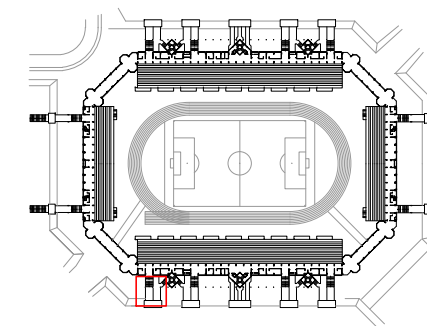
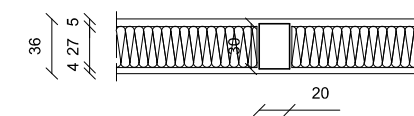
TR01
Trave d'appoggio per passerella e scala d'accesso

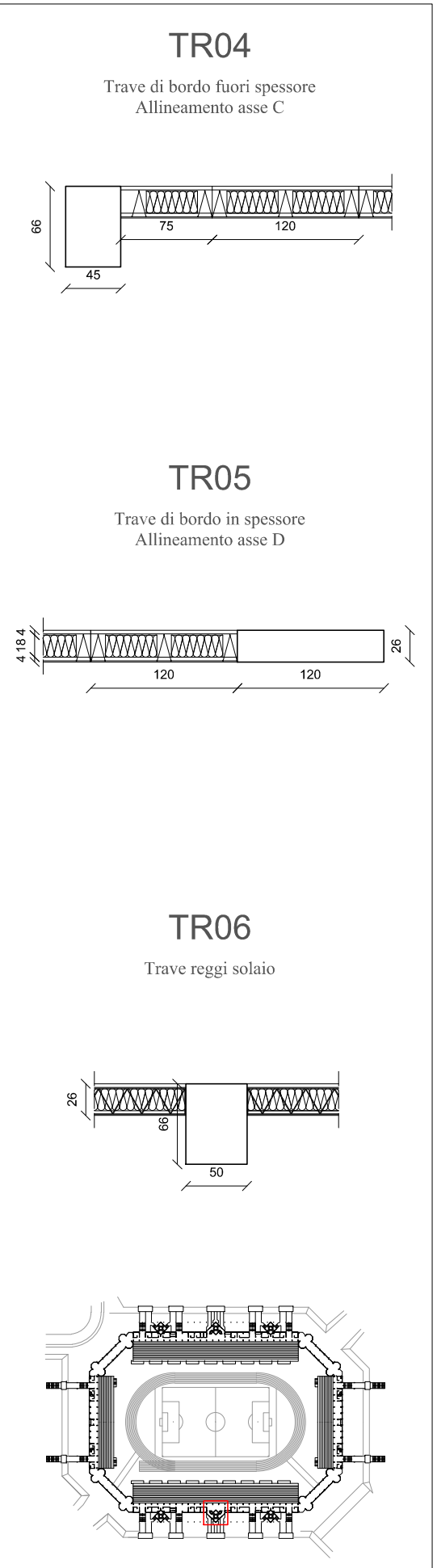
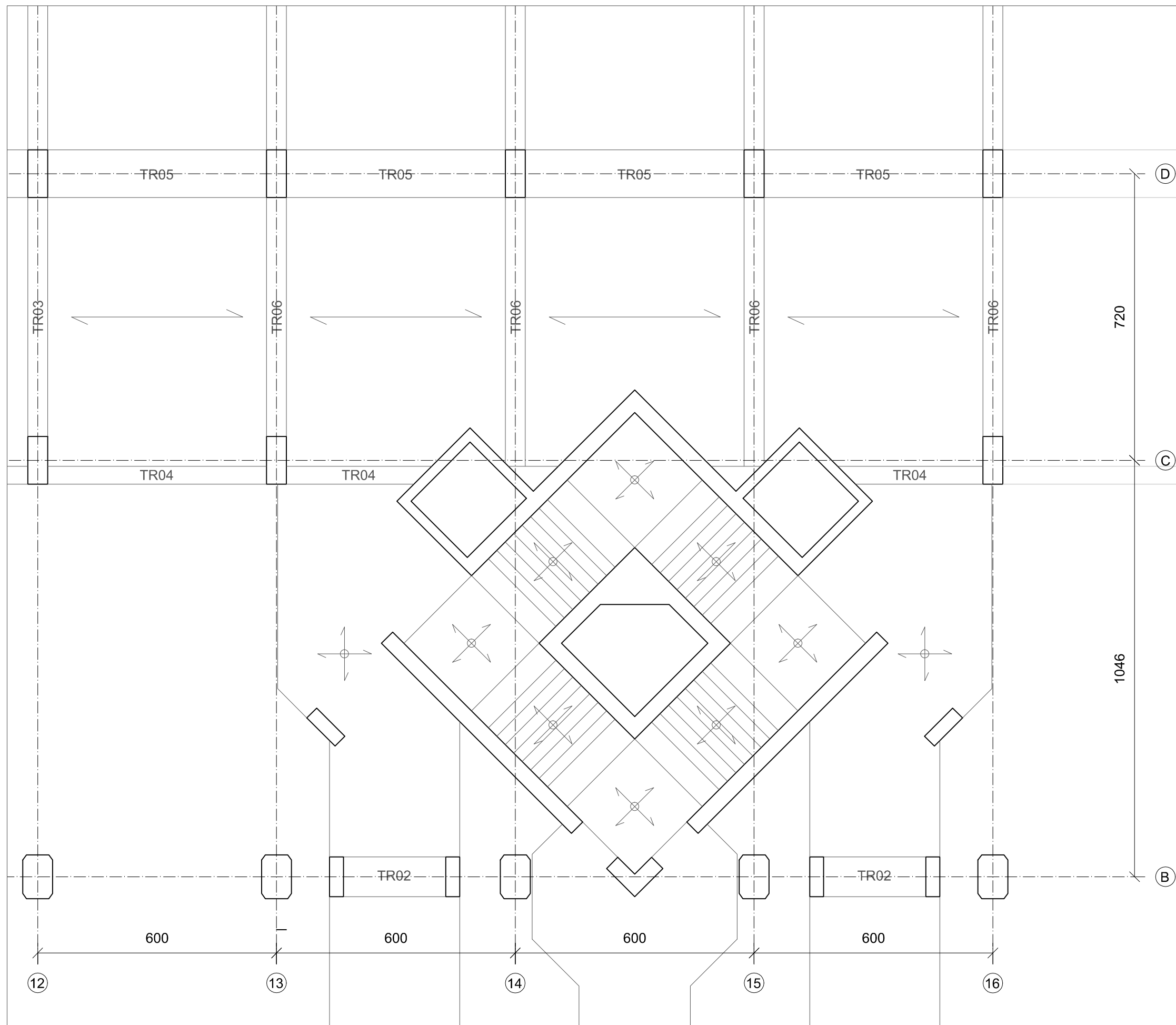


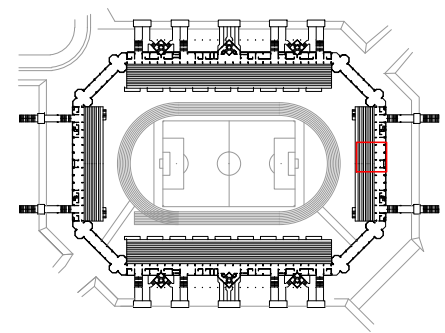
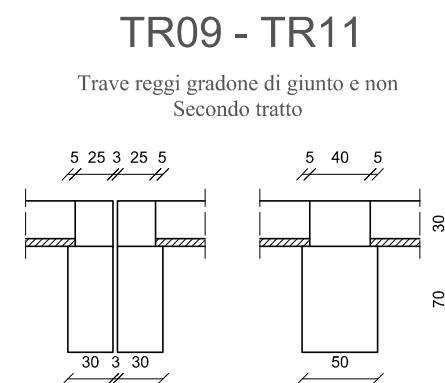
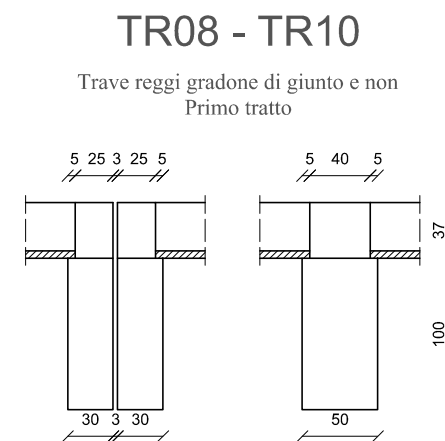
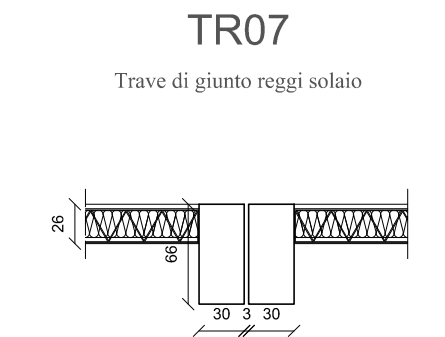
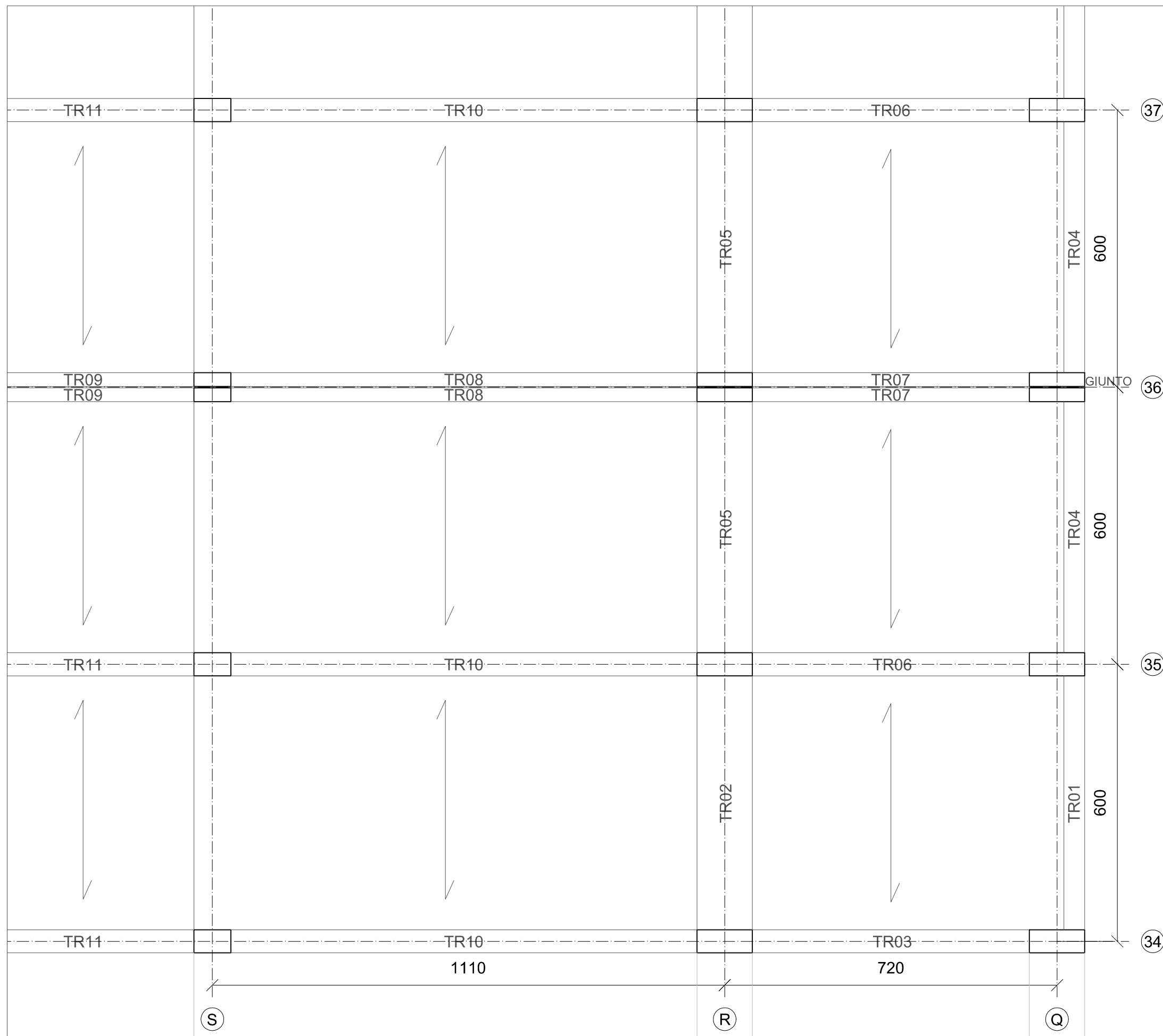
TR02
Trave d'appoggio per passerelle d'accesso

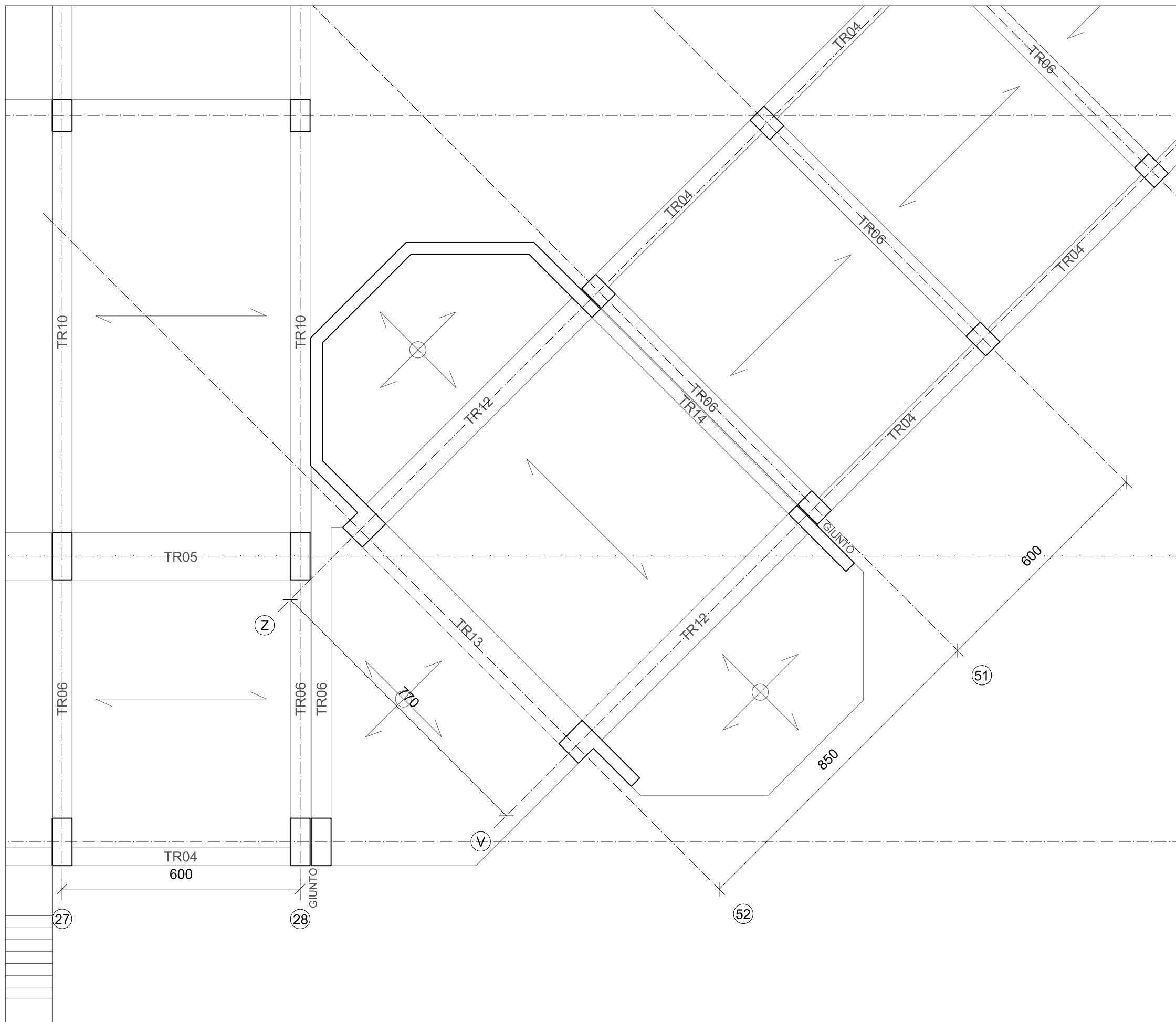


TR03
Correa di irrigidimento passerella di accesso



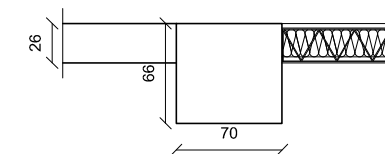






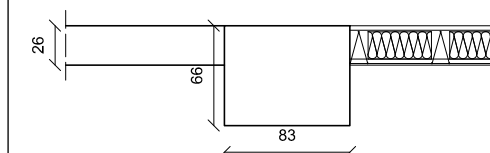
TR12

Trave reggi solaio e sbalzo terrazzo



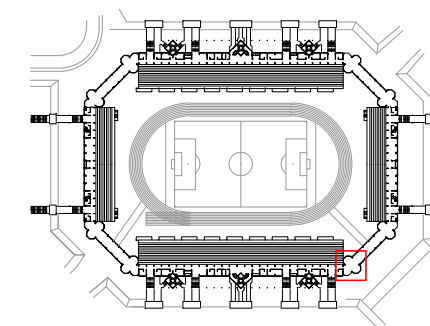
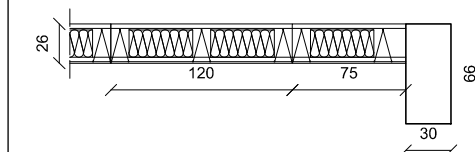
TR13

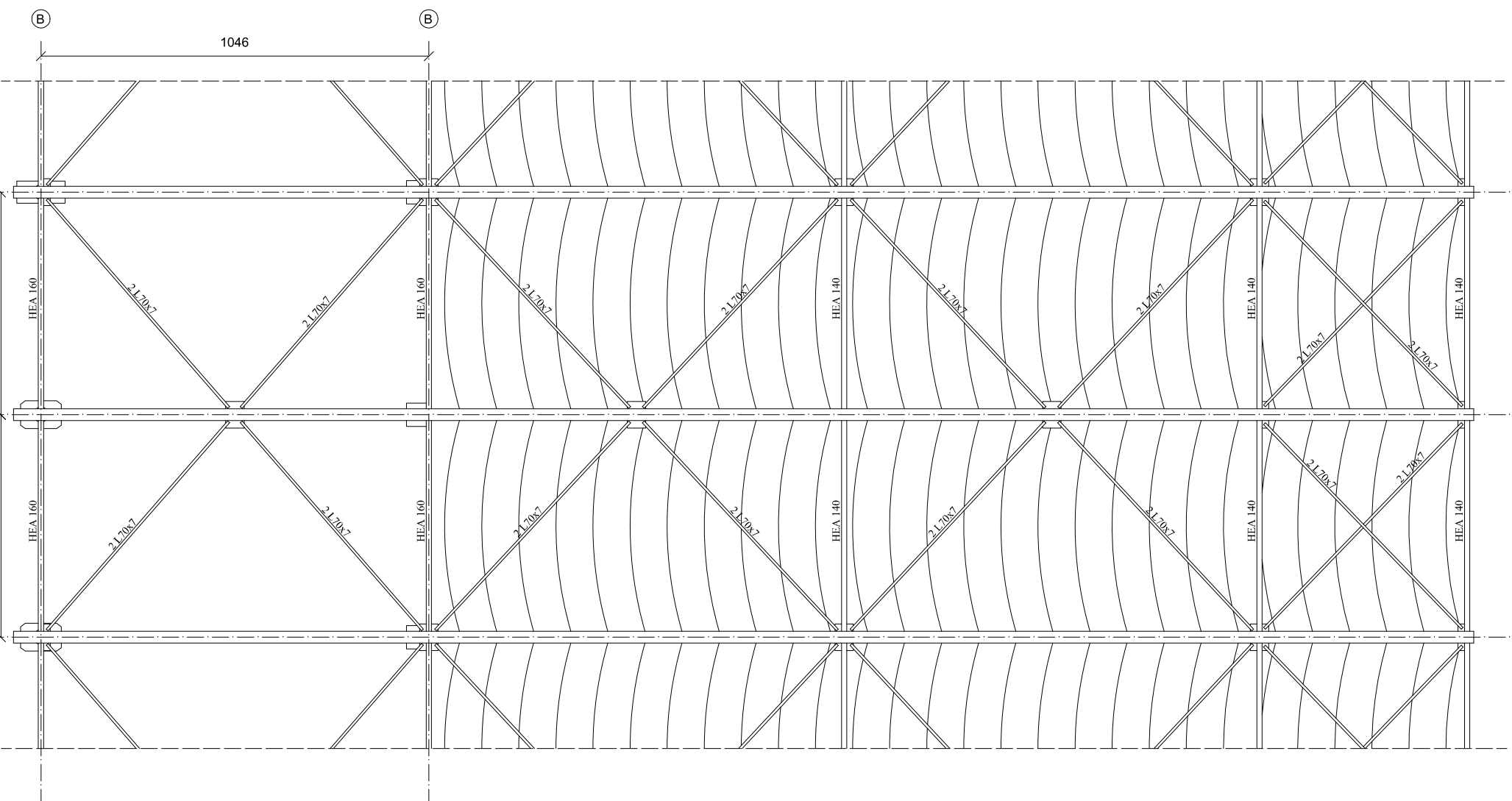
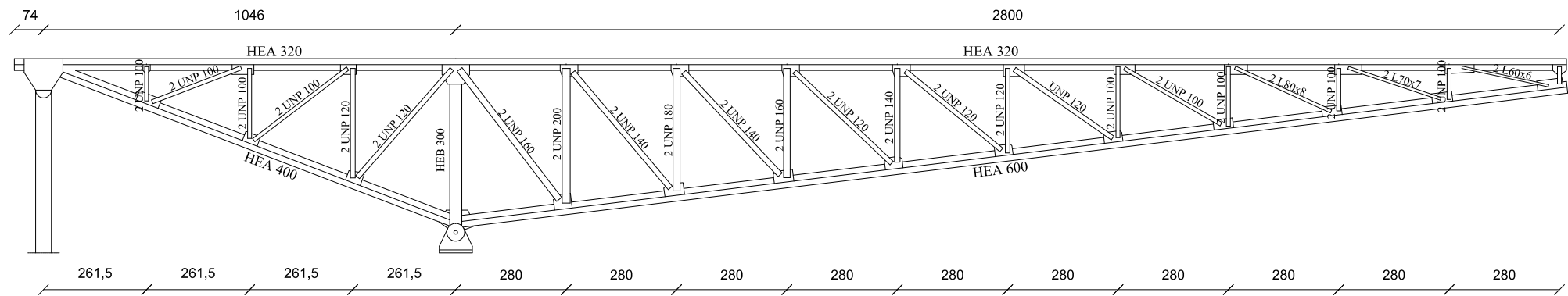
Trave reggi soletta in cemento armato



TR14

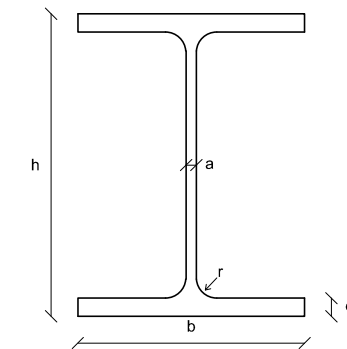
Trave di giunto





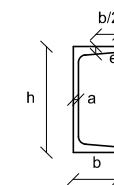
Profilo HE

Sezione tipo



Profilo UNP

sezione tipo



Profilo L

sezione tipo

