

UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI PADOVA
Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e Ambientale - DICEA

Tesi di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile



**“Analisi del comportamento cinematico di una palo di
fondazione in terreni eterogenei”**

“Kinematic behavior of a single pile in non-homogeneous soil”

RELATORE

Prof. Ing. Giampaolo Cortellazzo

LAUREANDO

Omar Antonio Celis Bojorquez

A.A. 2014/2015

UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI PADOVA
Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e Ambientale - DICEA

Tesi di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile

A.A. 2014/2015



**“Analisi del comportamento cinematico di una palo di
fondazione in terreni eterogenei”**

“Kinematic behavior of a single pile in non-homogeneous soil”

- Sinossi -

RELATORE

Prof. Ing. Giampaolo Cortellazzo

LAUREANDO

Omar Antonio Celis Bojorquez

INTRODUZIONE

Diversi studi sono stati sviluppati per valutare gli effetti delle azioni sismiche sulle strutture. Di norma nell'ambito dell'ingegneria sismica, per il dimensionamento delle fondazioni, vengono valutati solo gli effetti prodotti dall'accelerazione della massa strutturale in superficie (interazione inerziale), trascurando invece quelle prodotte tra l'interazione delle fondazioni col terreno (interazioni cinematica).

L'obiettivo del presente elaborato è quello di valutare le sollecitazioni prodotte dalla sola interazione cinematica e - attraverso un'analisi parametrica - determinare quali siano i parametri più significativi ed influenti, sia dal punto di vista geometrico che costitutivo.

Si è preso in analisi il caso di un palo di fondazione con le seguenti caratteristiche: libero di ruotare in testa e vincolato alla base, immerso in un terreno stratificato soggetto al passaggio di onde sismiche che si propagano in forma verticale.

I terreni considerati sono stati scelti in funzione della velocità di propagazione che li caratterizza, e modellati sul programma agli elementi finiti Seismostruct. In questo software, utilizzato per l'analisi strutturale, è stato implementato l'elemento link stand-alone dynamic BNWF (Allotey e El Naggar), che permette di rappresentare il terreno tramite una serie di molle indipendenti alla Winkler.

E' stato considerato un comportamento non lineare dello stesso, tenendo conto di fattori che caratterizzano gli effetti dell'interazione cinematica, quali: la degradazione del modulo di taglio, la plasticizzazione del terreno, lo sviluppo di una slack zone e il rapporto di smorzamento.

Il palo invece è stato modellato utilizzando un modello a fibre, caratterizzandolo con elementi frame inelastici basati su una formulazione alle forze (inelastic frame forced based).

Il palo è stato suddiviso in 20 sezioni, ciascuna di 1 metro di altezza, nelle quali sono stati vincolate le molle. I carichi ciclici e i risultanti effetti sono stati valutati solo in direzione trasversale (dirX), in questo modo si può avere un riscontro con altre analisi parametriche sviluppate in precedenza. In seguito sono stati considerati come input dinamici due accelerogrammi registrati: uno riferito all'evento sismico dell'Irpinia e l'altro del Montenegro.

Si sono presi poi in esame due macro casi:

- il primo corrispondente ad un palo immerso in un terreno composto da due strati di rigidezza diversa,

- il secondo ad un palo immorsato in un terreno composto da tre strati con impedenza diversa.

Facendo variare i parametri di diametro e impedenza tra gli strati, sono stati sviluppati 18 modelli per il caso Irpino e 18 modelli per il caso Montenegrino.

Sono stati quindi sviluppati altri 18 modelli aggiuntivi al fine di dare più completezza all'analisi parametrica, per un totale di 54 modelli.

I risultati ottenuti, insieme alla parametrizzazione degli stessi, verranno illustrati nella parte finale dell'elaborato.

1. Palo di fondazione

Il palo è definito come un elemento strutturale che trasferisce l'azione proveniente dalla struttura in elevazione agli strati profondi del terreno, aventi caratteristiche migliori rispetto a quelli superficiali. A seconda del materiale di cui è costituito il palo (legno, acciaio, calcestruzzo, calcestruzzo armato), esso è più o meno resistente a diversi tipi di carichi, siano essi assiali o laterali.

Durante un terremoto il palo è soggetto a sforzi dovuti sia al movimento della sovrastruttura (interazione inerziale) che a quello del suolo dove si trova immerso (interazione cinematica), in particolare questi ultimi potrebbero essere la causa di rotture del palo in presenza di terreni stratificati e con caratteristiche di rigidità molto diverse fra loro.

Grazie a ricerche fatte - di cui si entrerà nel merito - attraverso modelli fisici di pali soggetti a simulazioni di terremoti, è stato possibile evidenziare l'importante ruolo ricoperto dall'interazione cinematica nella risposta sismica del palo di fondazione, si è osservato che la flessione dovuta agli effetti cinematici è significativa specialmente nella testa rigida del palo in cui è impedita la rotazione e nell'interfaccia di separazione fra due strati aventi una brusca variazione di rigidità: tale osservazione può spiegare la concentrazione di danneggiamento a delle profondità, dove gli effetti dei carichi applicati alla testa del palo sono trascurabili.

1.1 Effetti cinematici durante il terremoto

È molto importante, nella risposta sismica del sistema struttura-palo-suolo, l'effetto cinematico dovuto allo spostamento forzato del terreno, specialmente in un terreno soffice. Risultano inoltre rilevanti anche le forze inerziali che vengono trasmesse dalla

sovrastuttura, la quale con la sua massa e la sua frequenza tende a limitare la possibilità di moto della testa del palo.

Verranno presi in considerazione due metodi per considerare entrambi gli effetti in un'unica analisi:

- Il metodo *diretto*, che prevede di considerare l'intero sistema struttura-palo-suolo dove la resistenza del suolo attorno al palo è modellata attraverso un sistema di molle o un sistema di elementi finiti.
- Il metodo delle *sottostrutture*, che è un procedimento pratico per la valutazione degli effetti dovuti al terremoto (l'interazione cinematica viene studiata su uno schema semplificato che considera solamente la struttura di fondazione ed il terreno, mentre si pone pari a zero la massa della sovrastruttura).

Quest'ultimo metodo ha lo scopo di sovrapporre i risultati dovuti agli effetti del movimento del terreno a quelli dovuti alle forze inerziali della struttura. Il principio di sovrapposizione degli effetti, che consente di sommare i due contributi, è valido nell'ipotesi di comportamento lineare di tutti i componenti (Kausel e Roesset, 1974; Gazetas e Mylonakis, 1998).

L'interazione fra il suolo e la fondazione, a livello di mitigazione degli effetti del sisma, risulta molto importante poiché a seguito dei maggiori terremoti è stato dimostrato che il danneggiamento delle strutture civili è influenzato molto dalle caratteristiche e dalle condizioni della superficie del suolo ed anche della parte più in profondità. Il comportamento di un palo immerso in un suolo stratificato quindi, soggetto a effetti cinematici dovuti al passaggio di onde di taglio che si propagano verticalmente, può essere studiato attraverso una rigorosa analisi tridimensionale agli elementi finiti, ma sono proposti differenti metodi per la valutazione degli effetti cinematici.

I metodi più utilizzati sono divisi in tre classi, che vedremo brevemente di seguito, e più approfonditamente nell'elaborato: metodi semplificati, metodi disaccoppiati (modellazione alla Winkler) e metodi accoppiati con modellazione del continuo.

1.1.1 Metodi semplificati

In letteratura sono presenti dei metodi semplificati che si basano sulla schematizzazione del palo con un elemento beam flessibilmente elastico.

L'approccio più semplice (ipotesi di Margason e Holloway, 1977) da utilizzare è quello di trascurare l'interazione fra palo e suolo, assumendo che la curvatura del palo eguagli quella del terreno nelle condizioni di terreno libero di muoversi (*free field motion*).

I metodi semplificati non possono essere applicati a terreni stratificati, poiché all'interfaccia che separa i due strati aventi diverse rigidità, la curvatura tende all'infinito a causa delle differenti deformazioni di taglio al di sopra ed al di sotto della superficie. Inoltre, questo approccio potrebbe contrastare le condizioni al contorno, come accadrebbe nella previsione di un momento flettente alla testa del palo anche in assenza di un vincolo. Per superare queste limitazioni sono state sviluppate delle speciali tecniche per valutare i momenti flettenti cinematici in suoli stratificati.

I metodi semplificati forniscono il valore della componente cinetica del momento flettente massimo nel palo, ma non danno alcuna informazione sulla variazione che subisce l'azione sismica a causa della presenza della fondazione all'interno del terreno.

1.1.2 Metodi disaccoppiati

I metodi disaccoppiati considerano la simulazione dell'interazione tra palo e terreno con una modellazione disaccoppiata in cui il sottosuolo è schematizzato attraverso molle e smorzatori distribuiti lungo la superficie laterale del palo (modello dinamico alla Winkler). Questi elementi di schematizzazione sono soggetti al moto sismico determinato in condizioni di *free-field*.

1.1.3 Metodi accoppiati con modellazione del continuo in 3D

Tali metodi, i più avanzati, prevedono un'analisi nel dominio del tempo o nel dominio delle frequenze. In queste analisi possono essere considerati effetti non lineari del comportamento del terreno, separazione dell'interfaccia palo-terreno, effetti di gruppo e, in alcuni casi, la parziale interazione.

1.2 Definizione dell'azione sismica

Secondo le NTC2008, l'azione sismica è caratterizzata da tre componenti tra loro indipendenti, due orizzontali ed una verticale. Tali componenti possono essere rappresentate in funzione del tipo di analisi adottata da:

- accelerazione massima attesa in superficie, da utilizzarsi nel caso di analisi statica lineare;
- accelerazione massima e relativo spettro di risposta previsti in superficie, da utilizzarsi per l'analisi dinamica lineare e per valutare le richieste in un'analisi statica non lineare;

- accelerogrammi (time-history) da utilizzarsi nel caso di analisi dinamica lineare o non lineare.

L'azione sismica può infatti essere definita come input in tre diversi modi:

- sistema di forze equivalenti
- spettri di risposta (attraverso il metodo dell'analisi modale, vengono definiti i modi di vibrare della struttura che contribuiscono in modo significativo al comportamento globale)
- analisi time-history,

1.2.1 Accelerogrammi

L'accelerogramma di un sisma reale è la più accurata rappresentazione di un terremoto, contiene molte informazioni circa le proprietà del sisma e la natura delle onde che si propagano dall'epicentro alla stazione di registrazione.

In accordo con l'attuale normativa, sette accelerogrammi artificiali o registrati, caratterizzati da uno spettro di risposta medio corrispondente a quello suggerito dal codice, possono essere utilizzati per rappresentare l'azione sismica.

La tendenza attuale è quella di preferire accelerogrammi naturali, ovvero registrazione di eventi sismici passati, agli accelerogrammi generati artificialmente (Artificiali) e a quelli ricavati da complessi modelli di sorgente e propagazione delle onde sismiche (Simulati). Ciò nonostante, gli accelerogrammi artificiali che soddisfano precisi requisiti, e soddisfano particolari criteri di compatibilità, vengono oggi utilizzati.

1.3 Andamento del modulo di taglio e del rapporto di smorzamento

L'analisi della risposta sismica del terreno richiede come parametri di input la rigidità e lo smorzamento del terreno per ogni strato di suolo del sito che si vuole valutare. Le caratteristiche necessarie per evidenziare il comportamento dinamico sono definite dal valore del modulo di taglio a piccole deformazioni, dalla relazione fra il modulo di taglio secante e l'ampiezza della deformazione tagliante γ_c , dalla curva che mette in relazione il rapporto di smorzamento con γ_c e dal degrado della rigidità G dopo i cicli di carico.

La rigidità del terreno è rappresentata attraverso il modulo di taglio o attraverso la velocità delle onde di taglio.

Verranno illustrati i risultati di un grande numero di studi effettuati, riassunti da Dobry e Vucetic, che evidenziano come variano G , G/G_{max} ed il rapporto di smorzamento λ .

Alcuni studi più recenti, presi in considerazione, sono stati sviluppati a partire dalle trattazioni di Andrus et al. (2003) e Zhang (2004). Attraverso l'analisi statistica di una serie di dati ricavati da test di laboratorio esistenti, è stato definito l'andamento della variazione di G/G_{max} e D con γ per suoli argillosi e sabbiosi di North Carolina e South Carolina, appartenenti a tre diversi gruppi di età geologica. I risultati possono però essere applicati ad altre aree del mondo con condizioni simili del suolo.

1.3.1 Decadimento del modulo di taglio

Modelli iperbolici sono stati ampiamente utilizzati per descrivere il comportamento non-lineare del suolo sottoposto a carichi ciclici (Hardin e Drnevich 1972, Pyke 1993, Stokoe et al. 1999).

Il modello iperbolico utilizzato da Hardin e Drnevich (1972) assume che la curva tensione-deformazione del suolo possa essere rappresentata da un'iperbole con asintoto che tende al massimo valore della tensione di taglio (τ_{max}). Una limitazione del modello è quella di adattarsi poco ai dati dei test poiché considera solo una variabile della curva di adattamento. Miglioramenti dell'adattamento possono essere ottenuti usando modelli iperbolici modificati, come quello proposto da Stokoe et al. (1990).

2. Modellazione del palo tramite elementi inelastici

I pali, seppur progettati per rimanere in campo elastico, in particolari condizioni può essere consentita la formazione di zone plasticizzate. Il moto sismico proveniente dal substrato rigido percorre i vari strati del terreno e pone in vibrazione il sistema globale (terreno, fondazione, sovrastruttura) in modo più complesso rispetto a quanto accadrebbe in assenza di strutture nel terreno.

Il terreno soggetto all'azione sismica, infatti, si muove e forza i pali e la struttura di fondazione interrata a muoversi, incontrando a sua volta una resistenza data da questi elementi al suo interno.

Gli elementi utilizzati per la modellazione dei pali sono i cosiddetti elementi *frame*.

Nelle analisi numeriche di una determinata struttura definita con elementi *frame*, per tener conto delle non-linearità del materiale vengono usati due tipi di approcci: quello a plasticità distribuita e quello a plasticità concentrata. La differenza fondamentale tra i due modelli è costituita dal diverso approccio allo studio della formazione delle inelasticità in una struttura come avviene nel caso di azioni sismiche di elevata intensità.

2.1 Plasticità concentrata

L'approccio a plasticità concentrata è stato sviluppato prima rispetto a quello a plasticità distribuita, in corrispondenza dello sviluppo delle prime applicazioni numeriche in ambito di ingegneria sismica.

Questo tipo di modellazione risulta dalla constatazione che di solito i momenti flettenti sotto l'azione di combinazioni sismiche e sotto l'azione di carichi di esercizio sono più gravosi alle estremità del singolo elemento quando esso è un elemento verticale (non è sempre vero per gli elementi trave).

I modelli a plasticità concentrata, oltre ad essere meno onerosi computazionalmente, consentono di considerare aspetti quali il degrado della rigidezza a flessione e taglio e le estremità fissate per simulare l'estrazione delle barre.

La plasticità concentrata indica la "localizzazione" del danno in determinati punti dell'elemento. Questo termine è usato per indicare che la curva discendente sforzo-deformazione diventa dipendente dalla dimensione del provino (o dell'elemento) e non solamente dal materiale.

2.2 Plasticità distribuita

Un modo per modellare un intero elemento trave-colonna come un elemento inelastico è quello di definire l'inelasticità a livello della sezione. L'elemento viene modellato con una serie di sezioni di controllo o sezioni di integrazione, il cui comportamento non-lineare viene integrato per ottenere l'inelasticità globale dell'elemento frame. La non-linearità viene introdotta mediante legami costitutivi non lineari a livello di sezione che possono essere espressi in termini di caratteristiche della sollecitazione (N,M,V) e deformazioni generalizzate (ϵ, χ, γ) in accordo alla teoria classica della plasticità, ovvero derivati esplicitamente secondo una modellazione a fibre della sezione.

Un vantaggio di questo approccio è che non è richiesta la determinazione di una lunghezza all'interno della quale si potrebbe sviluppare l'inelasticità dell'elemento poiché tutte le sezioni di controllo possono essere integrate in questo tipo di campo di risposta. Inoltre in questi elementi le deformazioni plastiche possono diffondersi all'interno dell'elemento stesso.

Esistono due diverse formulazioni della modellazione degli elementi a fibre: una basata sulle rigidezze ed una basata sulla flessibilità. Di seguito vengono ripresi i concetti della meccanica dei corpi rigidi in campo lineare-elastico, all'interno della quale vengono distinti i medesimi approcci.

2.2.1 Richiami di meccanica delle strutture

Dal punto di vista meccanico, ogni modello strutturale è caratterizzato in modo completo una volta definite le relazioni di equilibrio (tra forze esterne e sollecitazioni interne), di congruenza cinematica (tra spostamenti e deformazioni) e di legge costitutiva (che caratterizza il comportamento meccanico del materiale costituente la struttura).

Come anticipato, le diverse formulazioni che consentono di risolvere il sistema di equazioni sono riconducibili a due ben precise metodologie di analisi che permettono di ottenere la soluzione del problema:

- il *metodo degli spostamenti* (o delle rigidità), dove le incognite del problema sono gli spostamenti dei nodi della struttura.
- il *metodo delle forze* (o delle flessibilità), dove le incognite del problema sono componenti statiche (le reazioni iperstatiche);

Per evidenziare le caratteristiche che stanno alla base dell'uno e dell'altro metodo è possibile considerare il caso di materiale a comportamento elastico-lineare. Le equazioni a disposizione per individuare le 15 incognite del problema (6 componenti del tensore delle tensioni, 6 componenti del tensore di deformazione e 3 componenti del vettore spostamento) sono le seguenti:

- le 3 *equazioni indefinite di equilibrio*;
- le 6 *equazioni di congruenza cinematica*;
- le 6 equazioni del legame costitutivo
- il metodo degli spostamenti ha come incognite il campo di spostamento che viene determinato cercando la soluzione che soddisfa l'equilibrio.
- il metodo delle forze ha come incognite il campo delle sollecitazioni. In questo caso si parte dalle equazioni di congruenza interna in cui viene sostituito il legame costitutivo. I passaggi sono più laboriosi e portano alla definizione delle equazioni di Beltrami-Mitchell, che rappresentano condizioni di congruenza in termini di tensione.

Fra tutte le equazioni staticamente ammissibili, viene scelta quella che soddisfa la congruenza di Beltrami-Mitchell.

Analiticamente il metodo delle forze è quello che viene utilizzato negli esercizi basilari della scienza delle costruzioni. In caso di struttura iperstatica il procedimento prevede di svincolare un vincolo (non necessariamente quello interno) e calcolare il valore dell'incognita iperstatica. Tale incognita consente di rispettare la congruenza del nodo in

cui è stato eliminato il vincolo. In questo modo, conoscendo i valori di rotazioni e spostamenti relativi a casi notevoli, si definiscono n equazioni (con n numero delle iperstaticità) che definiscono le variabili cinematiche in funzione di quelle statiche. Le variabili cinematiche sono legate a quelle statiche attraverso il coefficiente di flessibilità. Utilizzando le espressioni ricavate all'interno delle equazioni di congruenza si definiscono le incognite iperstatiche del problema. Svincolati tutti i vincoli di iperstaticità e calcolate tutte le incognite è possibile, attraverso l'equilibrio, ricavare le reazioni vincolari e risolvere l'intera struttura.

2.2.2 Modello a fibre

Esistono, come anticipato, due diverse formulazioni all'interno della modellazione degli elementi a fibre: una basata sulle rigidità (detta *displacement-based formulation* – DB formulation) e una basata sulla flessibilità (detta *force-based formulation* – FB formulation).

La prima formulazione è la più utilizzata in campo numerico e, come deducibile dal nome, prevede un campo di spostamenti imposto da cui, attraverso considerazioni di natura energetica, vengono dedotte le forze sugli elementi in funzione degli spostamenti. Nella seconda formulazione, invece, il campo di forze viene imposto e gli spostamenti sono ottenuti da un bilancio delle forze in modo da verificare le equazioni di congruenza.

L'approccio basato sulla *rigidità* coincide con quello che, nel calcolo numerico, è definito come approccio agli spostamenti ed è implementato nella maggior parte dei programmi di calcolo poiché facilmente automatizzabile e consente di arrivare alla soluzione attraverso un numero di equazioni di equilibrio pari al numero dei nodi interni. Il concetto è quello di imporre la congruenza e risolvere l'equilibrio. I parametri delle sollecitazioni risultano definiti in funzione dei parametri cinematici di spostamento.

L'approccio formulato in *flessibilità* è il cosiddetto approccio alle forze che definisce i parametri cinematici in funzione delle sollecitazioni (parametri statici) attraverso, appunto, i coefficienti di flessibilità. In questo caso, per arrivare alla soluzione, è necessario definire, per ogni grado di iperstaticità della struttura, una equazione di congruenza. Così facendo si verifica la congruenza avendo imposto l'equilibrio.

L'utilizzazione pratica del metodo delle forze per il calcolo di strutture iperstatiche diviene tanto più complessa e laboriosa quanto maggiore è l'iperstaticità della struttura. Esso, inoltre, si presta male ad essere organizzato in un calcolo automatico da svolgere mediante computer.

2.2.2.1 Formulazione in rigidezza

Nella formulazione basata sulla rigidezza, come visto nel caso elastico-lineare, il campo delle deformazioni viene ottenuto dagli spostamenti dei nodi di estremità dell'elemento. Negli elementi *displacement-based element* è assicurata la compatibilità delle deformazioni, essendo imposto il campo di spostamenti.

La formulazione agli spostamenti si basa sulle funzioni di forma dello spostamento e assume che il campo degli spostamenti sia ottenuto appunto mediante l'uso di funzioni di forma.

I principali vantaggi derivanti dall'uso degli elementi finiti formulati in termini di spostamento possono essere riassunti nei seguenti punti:

- possibilità di descrivere la diffusione della plasticizzazione nell'elemento;
- la plasticizzazione non è vincolata alla definizione di sezioni critiche;
- estrema semplicità di implementazione nell'ambito dell'algoritmo di Newton Raphson;
- il campo degli spostamenti dell'elemento finito è sempre noto tramite l'uso di funzioni di forma negli spostamenti.

Per contro, come già detto, questo approccio necessita di una discretizzazione adeguata che contrasti l'errore dovuto all'uso di funzioni di forma con curvatura lineare. Inoltre:

- nel caso di softening non è possibile determinare una soluzione in quanto la rigidezza flessionale della trave non può assumere valori negativi;
- l'equilibrio tra le forze nodali e le tensioni interne è imposto in forma debole;
- l'approccio di integrazione determina una dipendenza dei risultati dal numero di sezioni di Gauss.

La maggiore limitazione dell'approccio in termini di spostamenti è dovuta all'ipotesi cinematica basata sull'uso di funzioni di forma cubiche, che determinano una distribuzione delle curvature lineare lungo l'elemento. Questa ipotesi porta a risultati soddisfacenti solo nel caso in cui la risposta dell'elemento sia lineare o quasi lineare. Tuttavia, quando le escursioni in campo plastico divengono significative, la distribuzione delle curvature diventa altamente non lineare, specialmente in strutture soggette a carichi ciclici, poiché le funzioni di forma utilizzate non si adattano allo stato inelastico in cui si trova l'elemento e pertanto non sono in grado di riprodurre l'effettiva distribuzione delle deformazioni (Neuenhofer & Filippou, 1997). Per superare tali problemi si ricorre in genere ad una opportuna discretizzazione della trave in una mesh di elementi finiti. Tuttavia l'utilizzo di questi elementi finiti può determinare problemi di convergenza e stabilità numerica.

2.2.2.2 Formulazione in flessibilità

Nella formulazione basata sulle rigidità il campo di forze viene imposto e gli spostamenti degli elementi sono ottenuti da un bilancio di forze.

Il metodo *FB – based force* è capace di soddisfare, allo stesso tempo, le condizioni di equilibrio, indefinite ed al contorno, con le relazioni costitutive di sezione, tramite l'uso di funzioni di forma nelle forze, imponendo la congruenza del campo degli spostamenti tramite l'applicazione del principio dei lavori virtuali in forma debole.

Il metodo delle forze assicura previsioni accurate, anche il caso di comportamento fortemente inelastico, usando un ridotto numero di elementi finiti. La sua limitazione è dovuta al rischio di un'eccessiva e irrealistica localizzazione delle deformazioni rispetto agli elementi formulati in rigidità.

2.2.2.3 Confronto dei processi iterativi

La soluzione di un problema di analisi strutturale con la formulazione basata sugli *spostamenti* richiede solo un processo iterativo a livello strutturale poiché, sia a livello di elemento che di sezione, le forze corrispondenti sono immediatamente ottenute.

Dal punto di vista computazionale, diversi metodi per la determinazione statica sono stati proposti da vari autori. Ogni approccio richiede una strategia risolutiva non-lineare in grado di andare oltre il punto di massimo. Dato che il metodo risolutivo non-lineare convenzionale (Newton-Raphson) non può passare oltre, vengono usate altre tecniche e ciò comporta tempi computazionali più lunghi quando l'analisi è eseguita nel range post-picco.

2.3 Localizzazione dal punto di vista fisico

Con il termine "localizzazione" è indicata l'evidenza che la curva tenso-deformativa è dipendente dalle dimensioni del provino e non può essere considerata come una proprietà del solo materiale.

È stato sperimentato che la deformazione di un materiale che presenta un comportamento softening si verifica spesso in una regione finita del materiale. Esperimenti eseguiti su un campione di calcestruzzo soggetto a compressione hanno evidenziato che esso viene danneggiato, o collassa, a causa di meccanismi locali causati dalla concentrazione degli sforzi in una regione limitata. Inoltre la risposta globale, data dalla curva tensione-deformazione, non dipende solo dalle caratteristiche del calcestruzzo ma anche dalle dimensioni del provino, senza risentire della procedura usata per il test.

Anche la forma del campione influenza il suo comportamento, infatti, quando il campione ha una lunghezza superiore, la risposta post - picco dell'intero campione diventa più ripida o più fragile , portando a rottura più rapidamente. È possibile sottolineare che la localizzazione è stata osservata dapprima nelle prove di trazione e solo successivamente il concetto è stato esteso alla compressione.

I fenomeni fisici di localizzazione e l'effetto dovuto alla dimensione del provino sono riscontrati sia nelle prove a trazione che in quelle a compressione.

Il test di compressione eseguito su due campioni di calcestruzzo, differenziati solo nella lunghezza, evidenzia un comportamento all'incirca coincidente nel tratto che precede il picco, mentre mostra un comportamento post-picco diverso.

Il concetto di costanza dell'energia di frattura in provini soggetti a compressione uniassiale è largamente trattata nella letteratura. Diverso è il caso della flessione che non è altrettanto documentato.

2.4 Localizzazione negli elementi finiti

Il termine *localizzazione* è usato frequentemente anche nella meccanica computazionale per indicare i problemi numerici che si presentano sotto le stesse condizioni fisiche (per esempio legge costitutiva della sezione di tipo softening) negli elementi inelastici. In questo contesto la concentrazione del danneggiamento è correlata alla formulazione dell'elemento ed è una conseguenza delle assunzioni fatte per l'elemento finito utilizzato.

Gli elementi finiti basati sull'approccio agli **spostamenti** che mostrano un comportamento di *softening* a seguito del raggiungimento dello sforzo di picco, come ad esempio le colonne, sono sottoposti a localizzazione poiché le deformazioni tendono a concentrarsi nell' elemento della mesh soggetto ai più elevato valore di momento flettente. Questo accade se si considera un corpo sottoposto ad uno sforzo assiale elevato e costante e ad un carico laterale ciclico o monotono imposto all'estremità libera, dove ci si aspetta che le curvature siano concentrate alla base dell'elemento. Tale comportamento si ha a prescindere dalla discretizzazione adottata.

Anche negli elementi finiti basati sulle **forze** le deformazioni sono concentrate nel punto di integrazione locale soggetto al maggior momento flettente. Allo stesso modo che nella formulazione basata sugli spostamenti, la deformazione sarà localizzata nel primo punto di integrazione che si trova vicino al contorno. Si può ricordare che nella formulazione basata sulle forze non è richiesta alcuna discretizzazione dell'elemento strutturale anche quando

questo non è elastico. Un solo elemento può essere considerato per descrivere un singolo elemento strutturale.

Elementi con comportamento *hardening* (incrudente) mostrano invece una risposta oggettiva. Quando la mesh viene infittita, nel caso di approccio agli spostamenti, o quando viene aumentato il numero di sezioni d'integrazione, nel caso di approccio basato sulle forze, la risposta a livello locale (momento-curvatura) e globale (sforzo-deformazione) converge sempre verso un unico valore.

In tutte le situazioni trattate, la convenienza di utilizzare espressioni empiriche per calcolare la lunghezza della cerniera plastica deve essere valutata poiché potrebbe essere data da una relazione che si riferisce a condizioni diverse da quelle evidenziate in precedenza.

3. Modellazione del terreno

Per la modellazione del suolo si utilizzano differenti procedure, che vanno dall'approccio di discretizzazione del continuo ai modelli lineari a molle, sviluppato tenendo conto di opportune leggi di carico e scarico, dello sviluppo di zone di deformazione, della modellazione del degrado ciclico subito dal terreno e dello smorzamento della radiazione.

L'approccio "beam on nonlinear Winkler foundations" (BNWF) è un miglioramento del modello a molle ed è ampiamente usato per prevedere la risposta statica non-lineare dei sistemi suolo-struttura.

Nelle applicazioni sismiche il modello BNWF presenta due principali svantaggi:

- non è in grado di tener in considerazione la variazione dell'interazione suolo-struttura ciclo dopo ciclo;
- non produce risultati soddisfacenti nella modellazione di problemi con significativa interazione cinematica e elevati effetti di movimento del suolo (Finn 2005).

Vari esperimenti di laboratorio hanno evidenziato che la risposta dell'interazione fra suolo e struttura dipende da molti fattori di interazione che dovrebbero essere considerati in modo attendibile per i modelli dinamici alla Winkler. Alcuni di questi fattori sono il degrado della rigidità, il cedimento fra suolo e struttura, lo sviluppo di zone deformate e lo smorzamento della radiazione (Allotey 2006).

L'approccio progettuale da seguire si fonda dunque su forme statiche e dinamiche non lineari di analisi.

I modelli dinamici non lineari alla Winkler possono essere in genere classificati in modelli a curve non lineari o modelli a tratti lineari, e si possono poi riconoscere modelli di Bouc –

Wen, sicuramente tra i più utilizzati negli ultimi vent'anni per il calcolo dell'accumulo del danneggiamento in un materiale sottoposto a carico ciclico. Una descrizione dettagliata di quest'ultimo modello è stata discussa da Allotey (2006) che ha proposto, recentemente, un'estensione del modello originale [Allotey ed El Naggar, 2008]. Questo modello è stato scelto per rappresentare l'interazione palo – terreno nelle analisi descritte nei capitoli successivi.

Le procedure utilizzate nello sviluppo delle curve p-y cicliche (sforzo-spostamento) sono simili a quelle usate per lo sviluppo del modello della risposta unidimensionale del terreno sotto forma di cicli sforzo – deformazione.

3.1 Curva dorsale (backbone curve)

La curva dorsale è rappresentata in diversi modelli con curve non-lineari o multi-lineari adattate a specifiche curve monotoniche non-lineari che rappresentano l'andamento forza-spostamento.

I valori, che saranno inseriti all'interno del programma per definire il comportamento delle molle, saranno indicati assieme alle altre caratteristiche dei terreni considerati nell'analisi. Tali valori coincidono con quelli presentati in uno degli studi di interazione fra suolo e struttura di Allotey ed El Naggar.

3.2 Curva di scarico e ricarico (SRC e GUC)

Le curve di ricarico e scarico (*unload-reload curves*) sono simili alla curva dorsale e vengono ricavate da essa attraverso un fattore di scala costante pari a 2. Tale fattore rappresenta una limitazione del modello ed esiste una formulazione (Pyke, 1979) che lo stima tenendo conto della forza all'inizio del ricarico e dello scarico:

$$k = 1 \pm \frac{p_{ur}}{p_f}$$

Dove p_{ur} e p_f sono rispettivamente la forza corrente e quella ultima ed i segni più (+) e meno (-) si riferiscono a scarico e ricarico. Le curve appena descritte prendono il nome di *general unload curve* (GUC) e *standard reload curve* (SRC).

3.3 Curva diretta di ricarico (DRC)

La curva diretta di ricarico, detta *direct reload curve* (DRC), simula la reazione del terreno alla deformazione e al movimento della fondazione nella zona di allentamento (nella cosiddetta *slack zone*).

La curva DRC inizia immediatamente dopo un movimento corrispondente ad un livello minimo di forza alle estremità negative. Il ricarico nella *slack zone* è caratterizzato da una curva di incrudimento di forma convessa che è correlata ad un parametro di limitazione di forza $0 \leq \lambda_f \leq 1$ che è riferito alla massima forza raggiunta e ad un parametro di forma $0 \leq \lambda_s \leq 1$ che può essere usato per controllare la forma della curva. Questi parametri sono stati già indicati nel paragrafo 3.1 e nel caso di comportamento non-confinato o di formazione di un gap (pali in argilla rigida), $\lambda_f = 0$ o $\lambda_s = 0$. Nel caso di risposta completamente confinata (pali in sabbia), $\lambda_f = \lambda_s = 1$.

3.4 Modellazione del degrado ciclico

La stima del degrado ciclico del suolo si basa su quantità fisiche ed è possibile individuare un certo range di variazione per i parametri di degrado del modello, assumendo che lo stesso degrado ciclico sia principalmente dovuto agli effetti di degrado del terreno in condizioni *free-field*. In tabella 3.4 sono indicati gli intervalli al variare del tipo di terreno.

4. Case Study

In questo studio si è trattato il caso di un palo immerso in un terreno stratificato soggetto a carichi dinamici. Lo studio è stato suddiviso in due serie di casi: la prima riguarda l'analisi dell'interazione cinematica in presenza di un palo in un terreno di fondazione a due strati, la seconda riguarda un palo immerso in un terreno di fondazione a tre strati.

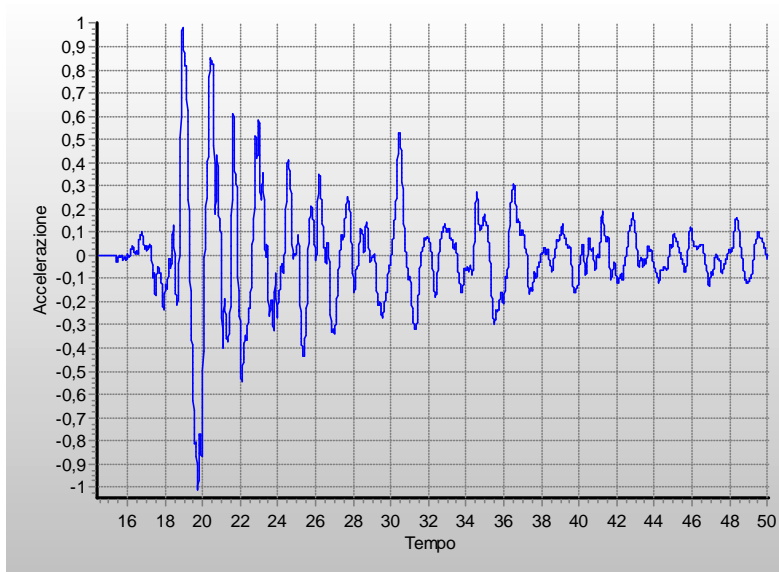
Si sono fatti variare la velocità di propagazione (in modo di valutare l'influenza dell'impedenza) il diametro del palo e gli spessori degli strati (quindi la profondità dell'interfaccia). Nei seguenti paragrafi verranno descritti gli input inseriti nel software per la costruzione dei modelli.

4.1 Accelerogrammi utilizzati – Curve time-history

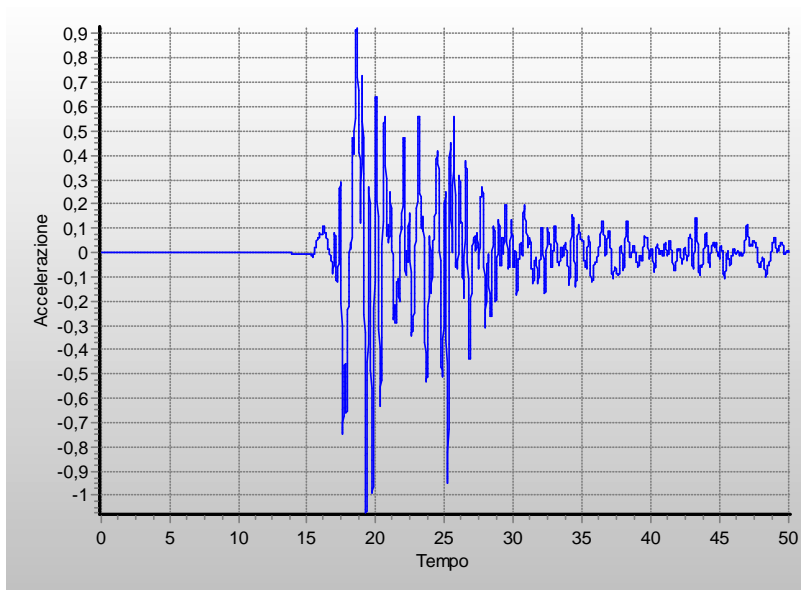
Per eseguire il confronto tra le diverse stratigrafie sono stati considerati due accelerogrammi con ampiezza di accelerazioni simili ma distribuzione temporale diversa. Gli accelerogrammi in questione sono quello Irpino e quello Montenegriano. Nel software sono stati inseriti per ogni molla al variare della profondità. Si è tenuto conto della mitigazione della propagazione delle onde sismiche al variare della profondità.

Di seguito, a titolo esemplificativo, si presentano le accelerazioni utilizzate ad una certa profondità per entrambi i casi.

1) *Accelerogramma Irpino* – profondità 7 metri dal piano campagna.



2) *Accelerogramma Montenegro*-profondità 7 metri dal piano campagna.



Ai fini dell'analisi, si considera l'effetto di onde sismiche che si propagano verticalmente ma che agiscono solamente in direzione "x". Ciò sarebbe in contrasto con le caratteristiche di un sisma reale, che presenta componenti di accelerazione anche lungo gli altri assi, ma consente di individuare il comportamento puro del terreno lungo la direzione scelta.

4.2 Modellazione del Palo di fondazione

L'elemento di fondazione considerato è un palo singolo, libero di ruotare in testa e vincolato alla base. Al palo è quindi impedito di ruotare attorno all'asse verticale e di

traslare parallelamente a questo. Dal punto di vista degli elementi finiti, il palo è caratterizzato tramite elementi frame inelastici (*infrmFB*) basato sulla *force based formulation*. Non sono state applicate masse concentrate in sommità dell'elemento di fondazione in modo da considerare solo gli effetti dell'interazione cinematica. Nello specifico il palo è stato rappresentato da 20 sezioni di tipo *rccs* (*sezione circolare in cemento armato*). Gli estremi di ogni sezione coincidono con due nodi consecutivi definiti durante la modellazione. Gli assi locali che individuano l'elemento frame sono raffigurati in figura 4.1 e il posizionamento dell'elemento all'interno del modello fa sì che 1, 2, 3 coincidano rispettivamente con l'orientamento di $-z$, y , x .

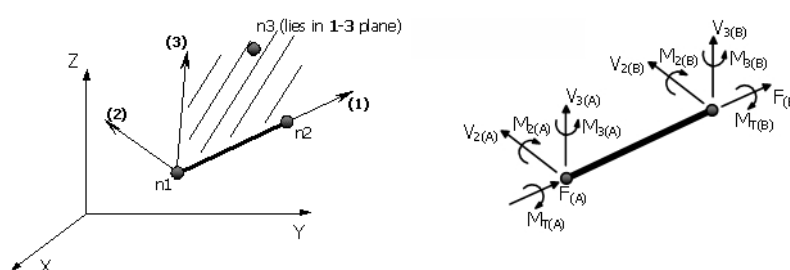


Fig. 4.1

Il programma fornisce anche gli sforzi relativi all'estremo inferiore dell'elemento beam (B) che risulteranno, per la notazione di figura 4.1, di segno opposto e coincidenti con gli sforzi (A) dell'elemento successivo.

4.2.1 Materiali

Per definire il calcestruzzo è stato utilizzato il modello di Mander. Esso è un modello uniassiale non lineare a confinamento costante che segue la legge costitutiva proposta da Mander et al. (1988) e le leggi cicliche proposte da Martinez-Rueda and Elnashai (1997). Gli effetti del confinamento forniti dall'armatura trasversale sono incorporati attraverso delle regole nelle quali si assume una pressione di confinamento costante attraverso l'intero campo di sforzi-deformazioni. Le caratteristiche meccaniche sono descritte in modo completo attraverso cinque parametri:

- f_c , resistenza a compressione cilindrica del materiale;
- f_t , resistenza a trazione del materiale che può essere stimata a partire dalla f_c , ed indica, una volta raggiunta, la perdita improvvisa di qualunque tipo di resistenza a trazione del cls;
- E_c , modulo di elasticità che rappresenta la rigidità iniziale del materiale;

- ε_c , deformazione corrispondente al punto di picco dello sforzo non confinato.
- γ , peso specifico del materiale.

Il fattore di confinamento dipende dalla disposizione delle staffe. Nel caso specifico sono state scelte delle staffe a spirale con passo di 25 cm. Nella tabella 4.1 sono riportati le proprietà del materiale utilizzato.

Proprietà calcestruzzo C25/30	Valori
Resistenza caratteristica a compressione f_c [MPa]	25
Resistenza a trazione f_t [MPa]	0
Deformazione di picco ε_c [m/m]	0,002
Fattore di confinamento k_c	1,151
Peso specifico [kN/m ³]	24,9

Tab. 4. 1: Proprietà calcestruzzo

La figura 4.2 mostra il modello costitutivo utilizzato.

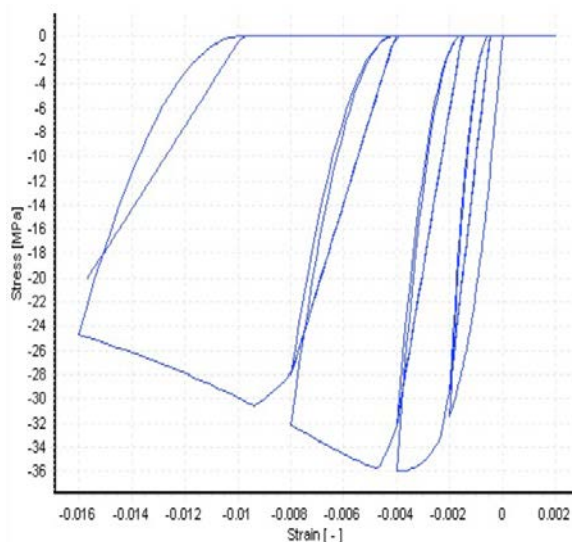


Fig. 4.2

L'acciaio per c.a., come descritto al § 7.6.1.2 delle NTC08 deve essere del tipo B450C e viene definito attraverso il modello uniassiale sforzo-deformazione bilineare con incrudimento cinematico. In questo modello il ramo elastico rimane costante durante le varie fasi di carico e la legge di incrudimento cinematico per la superficie di snervamento è assunta come una funzione lineare dell'incremento di deformazione plastica. Questo semplice modello presenta parametri di calibrazione facilmente identificabili e una buona

efficienza computazionale. Le caratteristiche meccaniche del materiale sono definite tramite cinque parametri:

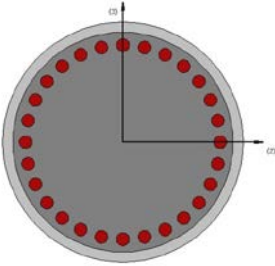
- E , modulo di elasticità e cioè rigidità iniziale;
- f_y , resistenza a snervamento;
- μ , parametro di incrudimento, definito dal rapporto fra la rigidità post-snervamento e quella iniziale elastica;
- ε_{ult} , deformazione a rottura o per instabilità a carico di punta (buckling);
- γ , peso specifico del materiale.

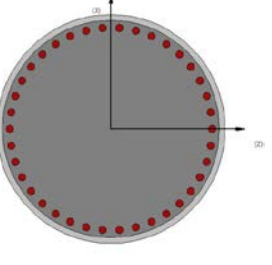
Proprietà acciaio B450C	Valori
Modulo di elasticità E_s [kPa]	$2,1 \cdot 10^8$
Resistenza a snervamento f_y [MPa]	450
Deformazione a rottura ε_{ult}	0,12
Parametro di incrudimento μ	0,005
Peso specifico γ [kN/m ³]	78

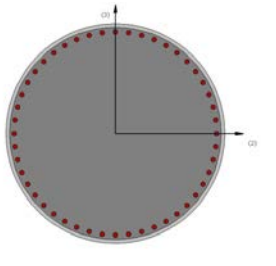
Tab. 4. 2: Proprietà acciaio per c.a.

4.2.2 Sezioni

Le sezioni considerate per questo studio sono di seguito illustrate. Il copriferro è pari a 2,5 cm e l'armatura è stata definita rispettando abbondantemente i limiti previsti secondo la normativa, nel punto 7.2.5 delle Norme Tecniche. I pali devono essere armati per tutta la loro lunghezza e l'area complessiva dell'armatura non deve essere inferiore allo 0,3% dell'area della sezione di calcestruzzo. L'armatura che viene utilizzata per le analisi è però maggiore, al fine di consentire la convergenza dell'analisi in ogni step di carico, evitando l'immediata plasticizzazione del palo.

Caratteristiche palo di fondazione		
diametro [m]	0,6	
lunghezza [m]	20	
$EJ_2 = EJ_3$ [kNm ²]	163769,890	
EA [kN]	7278661,771	
Peso proprio sezione [kN/m]	8,236	
armatura	28 $\Phi 32$	

Caratteristiche palo di fondazione		
diametro [m]	1	
lunghezza [m]	20	
$EJ_2 = EJ_3$ [kNm ²]	1263656,558	
EA [kN]	20218504,920	
Peso proprio sezione [kN/m]	21,179	
armatura	38 $\Phi 32$	

Caratteristiche palo di fondazione		
diametro [m]	1,5	
lunghezza [m]	20	
$EJ_2 = EJ_3$ [kNm ²]	6397261,322	
EA [kN]	45491636,071	
Peso proprio sezione [kN/m]	46,052	
armatura	38 $\Phi 32$	

4.3 Modellazione del terreno

Il palo è immersato in un terreno che viene esteso fino ad una profondità di 30 m e che presenta una velocità di taglio maggiore rispetto al suolo superficiale, risultando più rigido. La modellazione del terreno si è fatta utilizzando elementi link. L'implementazione di questi elementi che si basa sull'approccio dynamic BNWF permette di rappresentare il terreno tenendo in considerazione un comportamento non lineare. Si sono posizionati due

elementi link in corrispondenza di ogni sezione lungo la direzione positiva e negativa delle x .

Gli elementi link che vengono utilizzati presentano una rigidità infinita secondo le altre due direzioni e una rigidità variabile secondo la 3 direzione ($z \equiv x$).

4.3.1 Caratterizzazione del terreno

La caratterizzazione del suolo attraverso le curve di decadimento del modulo di taglio G si estende oltre la lunghezza del palo fino a raggiungere la posizione dove è posto il bedrock (30 m nel caso delle analisi svolte). Questa estensione risulta necessaria per elaborare le accelerazioni di *free field* che devono essere applicate alle molle e che forniscono la *time history* del carico agente sulla fondazione profonda.

Inoltre la normativa (NTC2008) impone, *ai fini della identificazione della categoria di sottosuolo, che la classificazione sia effettuata in base ai valori della velocità equivalente V_{s30} di propagazione delle onde di taglio entro i primi 30 m di profondità*. Essa viene calcolata come:

$$V_{s30} = \frac{30}{\sum_{i=1}^n \frac{h_i}{V_i}}$$

Dove:

h_i è lo spessore dello strato i -esimo avente una determinata velocità di taglio;

V_i è la velocità di taglio relativa all' i -esimo strato in cui sono suddivisi i 30 m.

A continuazione si illustrano i casi in esame svolti in questa tesi.

4.3.2- Serie 1 : Terreno di fondazione a due strati.

In questo caso si considera uno strato di terreno sopra uno con rigidità più alta. Questa serie prevede lo sviluppo di 18 analisi dove si sono fatti variare il diametro del palo e l'impedenza del terreno. La seguente tabella illustra le analisi svolte.

CASO	Spessore strato	Diametro	V_s	Terreno in profondità	V_{s30} [m/s]	Categoria suolo	γ [kN/m ²]	Φ [°]	C_u
S4	8	60/100/150	100	$V_s = 400$ m/s	222,22	C	18	-	0,22
			200		315,79	C	19	33	-
S5	15	60/100/150	100	$\gamma =$ 20 kN/m^2	160,00	D	18	-	0,22
			200		266,67	C	19	33	-
S6	18	60/100/150	100	$\Phi = 35^\circ$	142,86	D	18	-	0,22
			200		250,00	C	19	33	-

Il terreno di minor rigidezza ($V_s= 100$ m/s) è associato ad un'argilla la cui resistenza al taglio non drenata C_u è variabile con la profondità z attraverso la relazione che lega C_u alla tensione effettiva verticale, anch'essa funzione di z attraverso la relazione semplificata:

$$C_u = 0,22 \sigma'_v$$

Per poter individuare la curve p - y che rappresentassero al meglio il comportamento del terreno, la resistenza C_u è stata calcolata ad ogni metro. Tenendo conto delle caratteristiche tipiche di un suolo argilloso, si può associare un certo grado di sovraconsolidazione ai metri di deposito che si trovano più in superficie. È stato quindi considerato un OCR pari a 3 ad un primo strato di 3 m.

La resistenza assume, nella zona sovraconsolidata, caso i valori dati da:

$$C_u = 0,22 \sigma'_v OCR^{0,8}$$

Gli altri tipi di suolo considerati, sono invece considerati delle sabbie più o meno sciolte e seguono le curve p - y tipiche dei terreni granulari ed individuate con il procedimento esposto nel capitolo 3.

4.3.3 Serie 2 : Analisi parametrica.

Per lo sviluppo di questa analisi sono state considerate 15 analisi aggiuntive. Tali analisi vanno a completare i risultati della serie precedenti. La seguente tabella illustra le analisi aggiuntive svolte.

Analisi aggiuntive – Diametro : 40 cm

CASO	Spessore strato	Diametro	V_s	Terreno in profondità	V_{s30} [m/s]	Categoria suolo	γ [kN/m ²]	Φ [°]	C_u
S4	8	40	100	$V_s= 400$ m/s	222,22	C	18	-	0,22
			200		315,79	C	19	33	-
S5	15	40	100	$\gamma= 20kN/m^2$	160,00	D	18	-	0,22
			200		266,67	C	19	33	-
S6	18	40	100	$\Phi= 35^\circ$	142,86	D	18	-	0,22
			200		250,00	C	19	33	-

Analisi aggiuntive – Impedenza 8

CASO	Spessore strato	Diametro	V_s	Terreno in profondità	V_{s30} [m/s]	Categoria suolo	γ [kN/m^2]	Φ [°]	C_u
S4	8	60/100/150	100	$V_s= 800$ m/s	279,07	C	18	-	0,22 σ'_v
S5	15	60/100/150	100	$\gamma= 22,5$ kN/m^2	177,78	D	18	-	0,22 σ'_v
S6	18	60/100/150	100	$\Phi= 37^\circ$	153,85	D	18	-	0,22 σ'_v

4.3.4 Serie 1 : Terreno di fondazione a 3 strati.

Per lo sviluppo di questa serie sono state considerate 3 analisi. In questo caso sono stati considerati 2 strati di terreno su uno strato più rigido. L'impedenza tra 2 strati consecutivi rimane invariata. L'interfaccia tra i primi due strati si trova a 5 metri sotto il piano campagna. La seconda interfaccia si trova invece a 15 metri sul piano campagna. La seguente tabella illustra le analisi svolte.

CASO	Spessore strato	V_s [m/s]	Terreno in superficie	Terreno in profondità	V_{s30} [m/s]	Categoria suolo	γ [kN/m^2]	Φ [°]
S7	$h_2= 15$	100	$V_s= 100$ m/s	$V_s= 400$ m/s $\gamma= 20kN/m^2$ $\Phi= 35^\circ$	230,77	C	18	30
		200	$\gamma= 18$ kN/m^2 $C_u= 0,22\sigma'_v$ $h_1= 5$		307,69	C	20	33

Nel seguente capitolo sono stati presentati i risultati delle analisi svolte.

5. Risultati

Serie 1: Andamento del massimo momento flettente al variare della profondità e del diametro del palo di fondazione-2 strati.

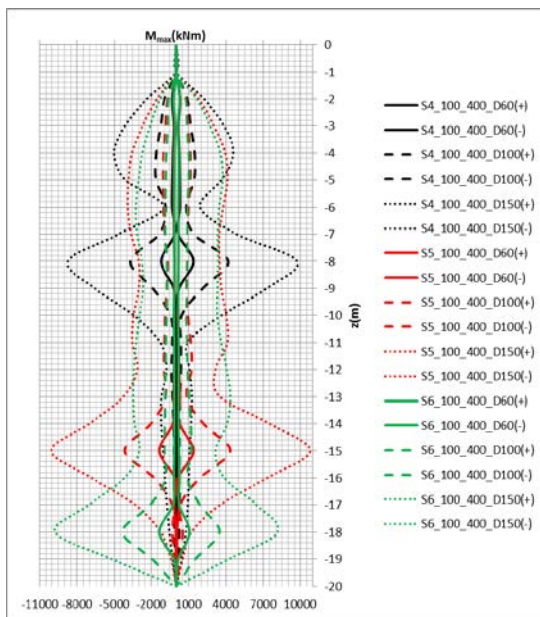
Caso A1: Confronto dei massimi momenti flettenti.

Rapporto di rigidezza: $V_{s2}/V_{s1}=4$

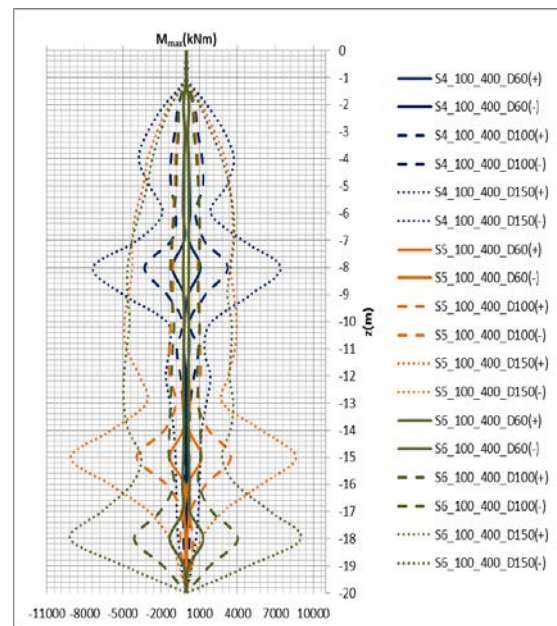
Accelerogrammi utilizzati: Accelerogramma Irpino e Montenegro

Profondità dell'interfaccia considerata: 8-15-18 metri

Irpinia



Montenegro



Descrizione dei risultati: Questi due grafici mostrano, in maniera *globale*, l'involuppo dei massimi momenti flettenti ottenuti dall'analisi dinamica time-history al variare del diametro del palo e della profondità dell'interfaccia tra due strati di rigidezza diversa. Inoltre sono stati considerati, come carichi dinamici, due accelerogrammi con frequenze e accelerazioni diverse nel dominio temporale.

La figura (in alto a sinistra), corrispondente all' accelerogramma Irpino, evidenzia come il massimo momento flettente sia distribuito tendenzialmente in forma simmetrica. In ogni caso le discrepanze di simmetria in alcune zone sono dovute alla non regolare distribuzione temporale delle accelerazioni, caratteristica dei reali eventi sismici. Si può osservare come i picchi di momento siano in corrispondenza dell'interfaccia tra i due strati di impedenza diversa, e che questi crescano in maniera molto evidente all'aumentare del diametro del palo. Nella parte finale, in corrispondenza della punta del palo, il momento tende a zero.

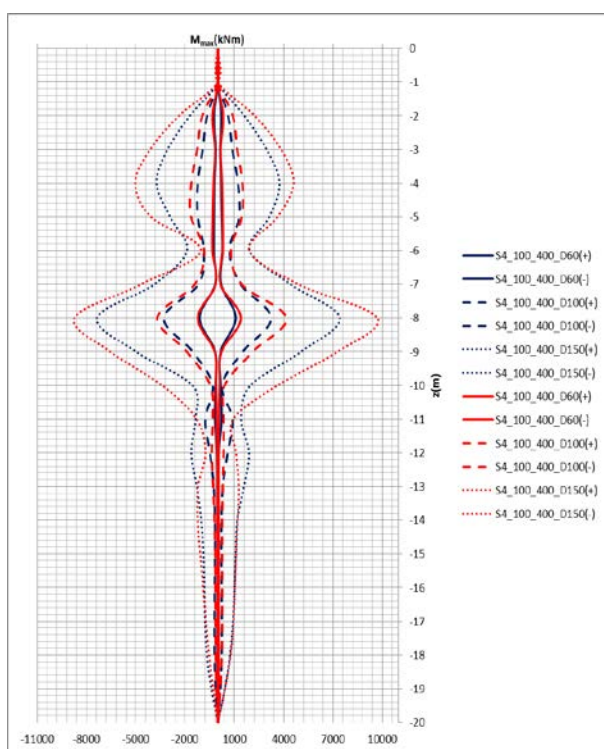
Questo è dovuto all'immorsamento del palo nello strato più rigido, che costringe il palo a spostamenti quasi sincronizzati.

La figura (in alto a destra), corrisponde invece all'accelerogramma Montenegrino. Anche in questo caso si può osservare un andamento quasi simmetrico del momento massimo, anche se più marcato rispetto a quello Irpino. I picchi di momento sono in corrispondenza delle interfacce con valori che si discostano soprattutto per le interfacce più in vicinanza al piano campagna. Nel caso di seguito presentato sono analizzate in maniera più approfondita gli effetti evidenziati in precedenza confrontando i risultati per ciascun tipo di accelerogramma.

Caso A1.1: Confronto dei momenti – interfaccia a 8 metri dal piano campagna.

Linee rosse : riferite-accel. Irpino

Linee blu : riferite-accel. Montenegrino



Nella figura di fianco vengono messi a confronto l'involuppo dei massimi momenti indotti dall'accelerogramma Irpino (linea rossa) e da quello Montenegrino (linea blu). L'interfaccia tra i due strati si trova ad una profondità di 8 metri. Lo strato più in vicinanza alla superficie è caratterizzato da un $V_{s1}=100\text{m/s}$ e quello sottostante da $V_{s2}=400\text{m/s}$. L'andamento del momento è molto simile in entrambi i casi, rapida crescita nei primi 3 metri (in cui il terreno ha un $\text{OCR}=3$) per poi rientrare e nuovamente crescere all'aumentare della

profondità fino al valore di picco in corrispondenza dell'interfaccia. Segue poi una veloce decrescita e si mantiene costante a bassi valori fino alla base del palo. La variazione del diametro del palo, che implica un aumento del rapporto di rigidezza palo-terreno, influisce soprattutto nell'intensità dei momenti. Alcuni studi (Di Laora, Mandolini e Mylonakis) mostrano come, per alti valori di G_2/G_1 e di h_1/d (dove G_1 e G_2 sono il modulo di taglio del primo e secondo strato, h_1 la profondità dell'interfaccia e d il diametro del palo), la

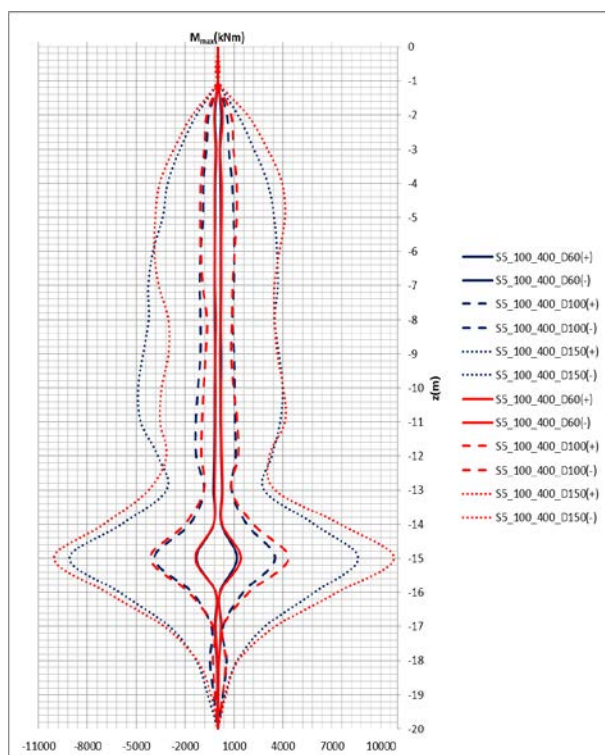
domanda di momento flettente all'interfaccia sia proporzionale col cubo del diametro (d^3), cosa che in questo caso non accade.

Un'altra osservazione da fare riguarda il confronto dell'andamento e dell'intensità del momento per gli accelerogrammi considerati. Quello Irpino ha valori più alti in corrispondenza dell'interfaccia e dei primi metri, quello Montenevrino a quota -11m tende ad essere più intenso per poi decrescere ed eguagliare quello Irpino. Queste discrepanze si ripetono al variare il diametro del palo, che fa pensare ad una indipendenza da questo per quanto riguarda la distribuzione del momento, anche se è più probabile che questo si deva alla diversa distribuzione temporale delle accelerazioni (e tutti gli effetti che questa provoca nel terreno).

Caso A1.2: Confronto dei momenti - interfaccia a 15 metri dal piano campagna.

Linee rosse : riferite-accel. Irpino

Linee blu : riferite-accel. Montenevrino



Nella figura di fianco l'interfaccia che separa i due strati si trova ad una profondità di 15 metri sotto il piano campagna. Anche in questo caso si osserva un andamento del momento flettente piuttosto simmetrico, con valori di picco in corrispondenza dell'interfaccia che crescono all'aumentare del diametro. Si nota però che l'andamento del momento è piuttosto costante, senza eccessive variazioni di intensità, sullo strato superiore. Il terreno sollecitato dalla azione sismica non trova nessuna discontinuità in termini di rigidezza e

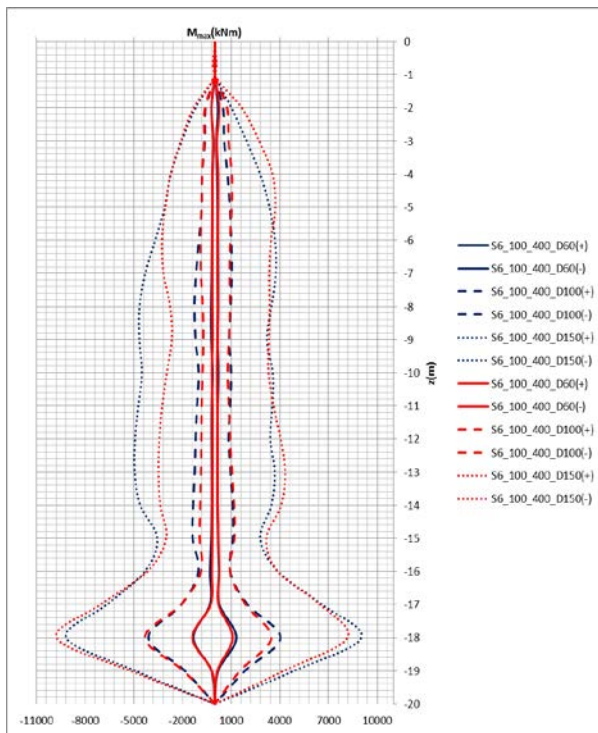
tende a rimanere costante. Nel caso A1.1, infatti, si erano riscontrati piccoli picchi di momento nei primi metri di profondità. Questo è in concorde con vari studi (Dezi et al., Mylonakis et al.) realizzati su pali vincolati in testa (anche se non è il nostro caso, il principio è valido) dove si osserva come per profondità di interfacce prossime al piano campagna si osservi una concentrazione dei momenti nei primi metri (per terreni con bassi valori di velocità di propagazione) e poi un andamento costante fino ad un massimo in

testa al palo(per pali vincolati in testa) o fino ad un valore pari zero(per pali liberi di ruotare in testa) come nel nostro caso. Come nel caso precedente, l'andamento del momento per entrambi gli accelerogrammi è piuttosto simile. Si può notare però un andamento quasi uguale tra i due casi dalla parte delle fibre positive nel range 8-13 metri in corrispondenza allo strato più molle.

Caso A1.3: Confronto dei momenti flettenti - interfaccia a 18 metri dal piano campagna.

Linee rosse : riferite-accel. Irpino

Linee blu : riferite-accel. Montenegrino



Nella figura di fianco viene illustrato il caso in cui l'interfaccia tra i due strati si trova a 18 metri sotto il piano campagna. In questo caso l'andamento del momento al variare del diametro del palo non varia molto. I momenti massimi si concentrano, come nei casi precedenti, sull'interfaccia e crescono all'aumentare del diametro del palo. A differenza dei casi precedenti i massimi valori dei momenti all'interfaccia tra il caso Irpino e quello montenegrino si discostano meno che nei casi precedenti. Alcuni studi (Dezi et al.) evidenziano come il momento flettente tenda a

rimanere costante per profondità d'interfaccia intorno ai 18 metri sotto il piano campagna, specialmente per depositi con $V_{s1}=100\text{m/s}$. Inoltre, come nel caso visto in precedenza, l'andamento del momento rispetto le fibre positive riscontra valori simili dai 5 ai 12 metri sotto il piano campagna, invece, rispetto alle fibre negative nei primi 5 metri i valori di momento sono praticamente uguali e nella parte centrale del palo quello Montenegrino arriva fino a valori molto più alti che quello Irpino. Questo potrebbe essere causato da effetti di risonanza localizzati.

Caso A2: Confronto dei massimi momenti flettenti .

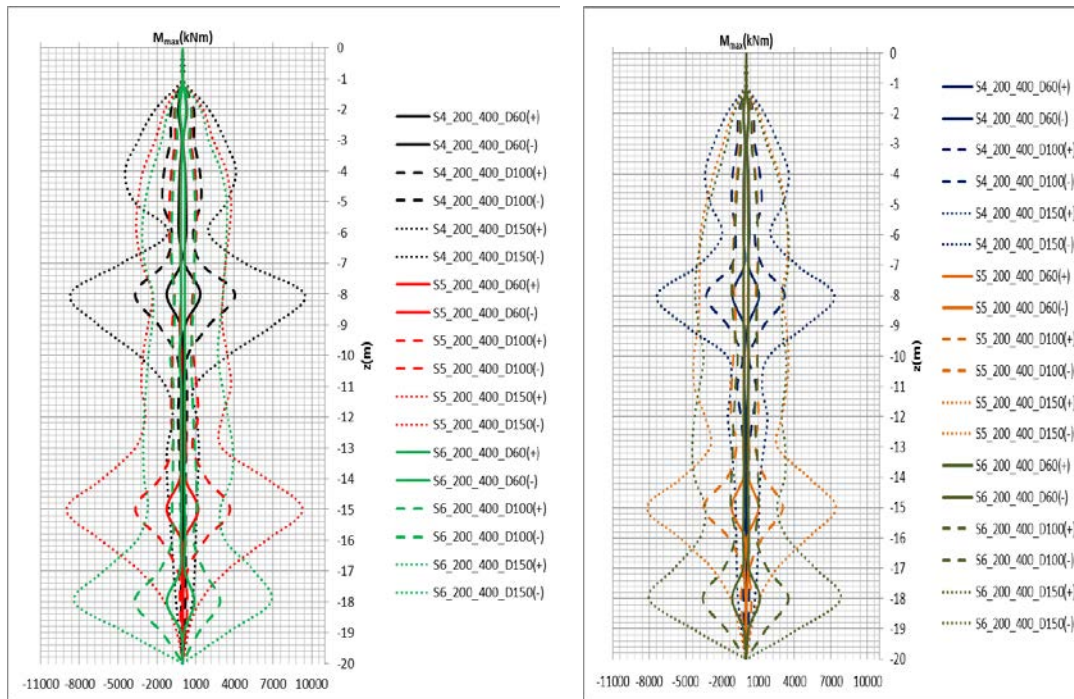
Accelerogrammi utilizzati: Accelerogramma Irpino e Montenegrino

Rapporto di rigidità: $V_{s2}/V_{s1}=2$

Profondità dell'interfaccia considerata: 8-15-18 metri

Irpinia

Montenegro



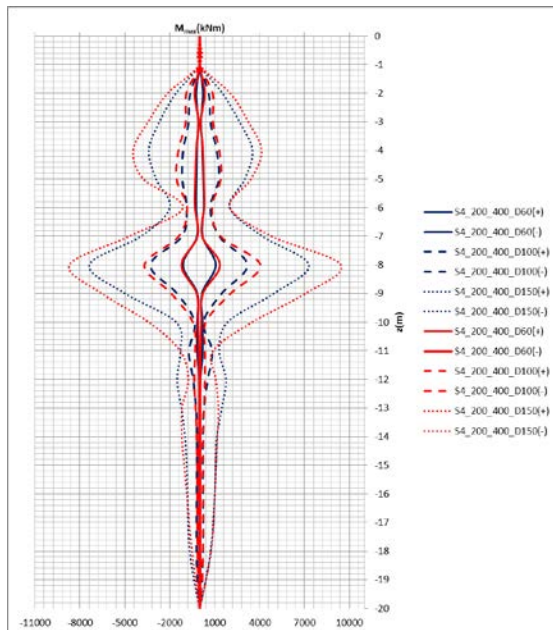
Descrizione dei risultati: Le figure in alto mostrano l'andamento del momento flettente al variare della profondità alla quale si trova l'interfaccia tra gli strati in analisi.

A differenza del caso A1., l'impedenza tra gli strati è minore ($V_{s2}/V_{s1}=2$). Si può subito notare come i valori del momento flettente si siano ridotti non solo in corrispondenza dell'interfaccia ma anche lungo tutta la parte immersata nel terreno con $V_{s1} = 200\text{m/s}$ rispetto al caso A1. Questo è in coerenza con i risultati di analisi parametriche (Dezi et al.) ma anche da formulazioni empiriche (Mylonakis, Nikolau et.al) dove si può osservare come il massimo momento flettente cresca al diminuire della velocità di propagazione V_{s1} . L'applicazione di diversi accelerogrammi, come già visto nei casi precedenti, provoca piccole variazioni dei valori del momento in maniera diversa sulle fibre positive che sulle fibre negative. Quello Montenegrino, tende ad essere più simmetrico che quello Irpino, che invece, ha valori di picco più elevati. Di seguito verranno confrontati i casi per ciascun accelerogramma considerato al variare della profondità dell'interfaccia.

Caso A2.1: Confronto dei momenti flettenti – interfaccia a 8 metri dal piano campagna.

Linee rosse : riferite-accel. Irpino

Linee blu : riferite-accel. Montenegro



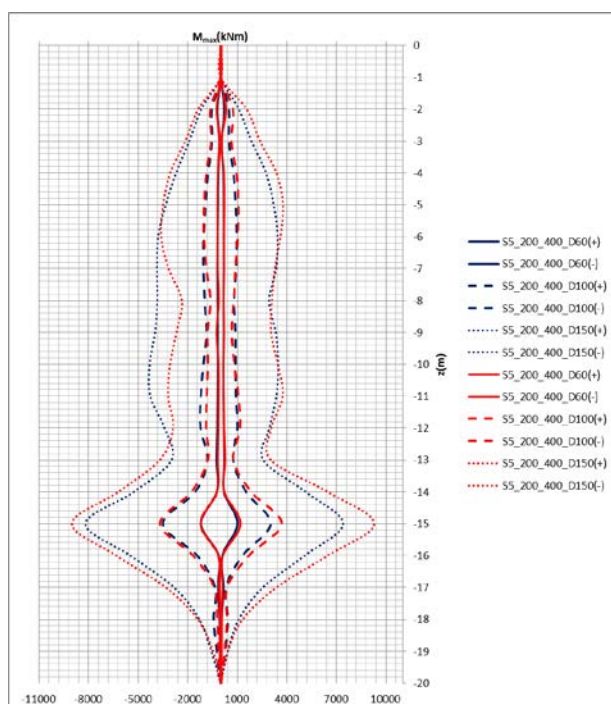
Si osserva in questo caso, come detto in precedenza, la riduzione del momento flettente lungo il palo al crescere della velocità di propagazione delle onde di taglio, corrispondente allo strato posizionato più in superficie. Il confronto degli involucri per ciascun carico ciclico tende ad essere molto simile al caso A.1.1. All' aumentare il diametro del palo aumenta anche il contrasto di rigidità tra questo e il terreno. Nel caso visto in precedenza con un rapporto di impedenza $V_{s2}/V_{s1}=4$, il momento

all'interfaccia (in valore assoluto) raggiungeva valori intorno ai 10700 kNm (nel caso del palo di 150 cm). Invece con un rapporto di impedenza $V_{s2}/V_{s1}=2$, i valori del momento sono attorno ai 9300 kNm. Una riduzione intorno al 15% rispetto al caso precedente. La prossimità dell'interfaccia al piano campagna, fa notare i suoi effetti anche in questo caso. L'andamento del momento presenta un doppio picco, uno in prossimità della profondità di transizione, tra la parte *sovraconsolidata* di terreno e quella *normalconsolidata*, l'altra in corrispondenza dell'interfaccia tra i due strati.

Caso A2.2: Confronto dei momenti flettenti – interfaccia a 15 metri dal piano campagna.

Linee rosse : riferite-accel. Irpino

Linee blu : riferite- accel. Montenegrino



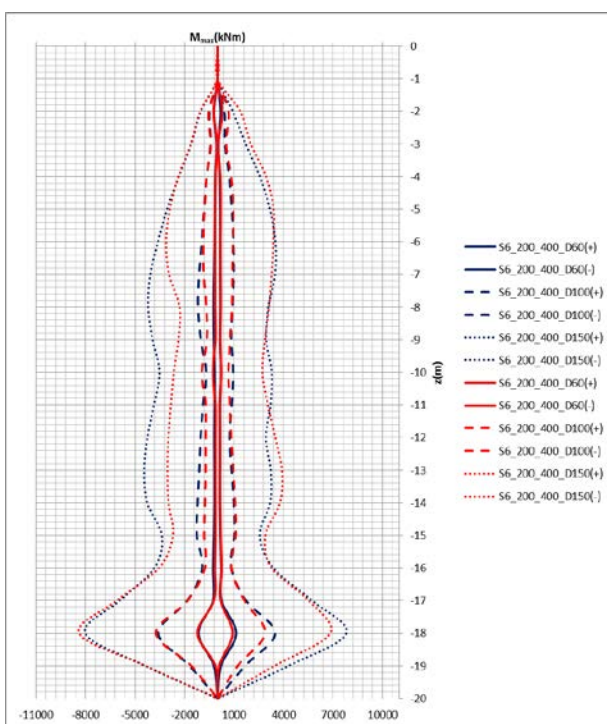
In questo caso la profondità dell'interfaccia si trova a 15 metri sotto il piano campagna. L'andamento dei momenti per entrambi le accelerazioni cresce nei primi 3 metri, rimane mediamente costante fino che non si trova in prossimità dello strato più rigido, dopo di che cresce fino ad arrivare al valore di picco in corrispondenza dell'interfaccia. Per questa analisi si sono riscontrati i valori più alti di momento all'interfaccia per il caso A.2. sia per l'accelerazione Irpina che per quella

Montenegrina. Questi risultati sono dello stesso ordine di grandezza con i valori riscontrati da altri studi (Dezi et al., Mylonakis et al., Nikolau et al.) mantenendo costante la profondità dell'interfaccia e facendo variare solo il diametro del palo (quindi il rapporto di rigidezza palo-terreno). Le differenze nei risultati sono proporzionali a come è stato rappresentato il terreno dov'è immersato il palo. Infatti molti studi ipotizzano un comportamento elastico lineare del terreno. Questo implica sovrastimare i momenti risultanti e trascurare l'interazione cinematica e gli effetti che questa provoca sul terreno.

Caso A2.3: Confronto dei momenti flettenti – interfaccia a 18 metri dal piano campagna.

Linee rosse : riferite-accel. Irpino - Linee blu : riferite-accel. Montenegro

In questo caso la profondità dell'interfaccia si trova a 18 metri sotto il piano campagna. Osservando l'andamento dei momenti per entrambi le accelerazioni si può notare anche in questo caso una riduzione dei valori del momento flettente lungo tutto il palo e in



particolare nell'interfaccia. L'andamento del momento rispetto le fibre negative è molto simile per entrambi gli accelerogrammi nelle vicinanze dello strato $V_s=400\text{m/s}$. Si discosta invece nella parte media del palo. L'opposto succede per l'involuppo dei momento rispetto le fibre positive. La parte in vicinanza alla testa e al fusto rimangono molto simili per poi distaccarsi (non eccessivamente) in vicinanza dell'interfaccia. Al crescere del diametro, il rapporto di rigidezza palo-terreno cresce, aumentando la domanda di momento flettente che però viene

compensata con la rigidezza più elevata del terreno. Per concludere con questa serie, bisogna mettere in evidenza, che l'accuratezza dei risultati ottenuti è in gran parte approssimata. Questo dipende dal livello di discretizzazione adottato per simulare il terreno (il passo delle molle) e dai parametri utilizzate per ricavare le curve p-y e le curve di decadimento del modulo di taglio (bisognerebbe tarare il modello con parametri ricavati da prove sperimentali aderenti al terreno in esame) in ogni caso, i risultati ottenuti sono in linea (dello stesso ordine di grandezza) con risultati provenienti da formulazioni empiriche e numeriche avanzate.

Serie 2: Analisi parametrica-2 strati.

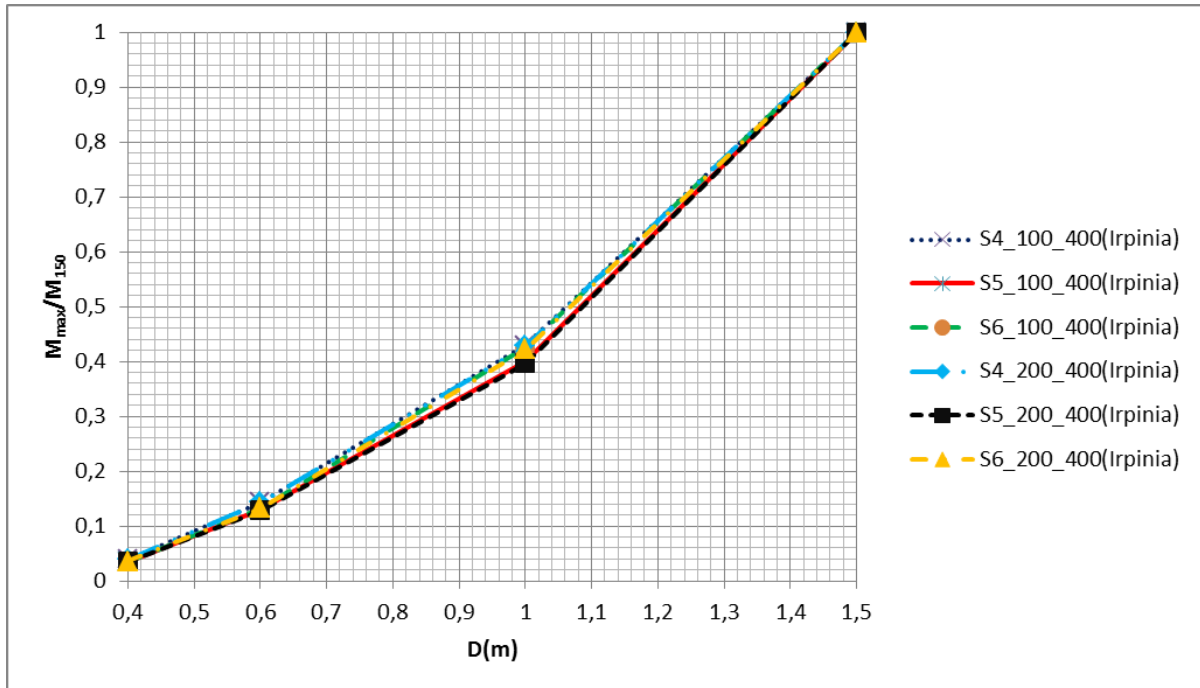
Caso B1: Confronto delle rigidezze

Rapporti di rigidezza considerati: $V_{s2}/V_{s1}=4$; $V_{s2}/V_{s1}=2$

Accelerogrammi utilizzati: Accelerogramma Irpino e Montenegro

Caso B1.1: Andamento del massimo momento normalizzato in funzione del diametro del palo.

Accelerogramma-input: **Irpinia**

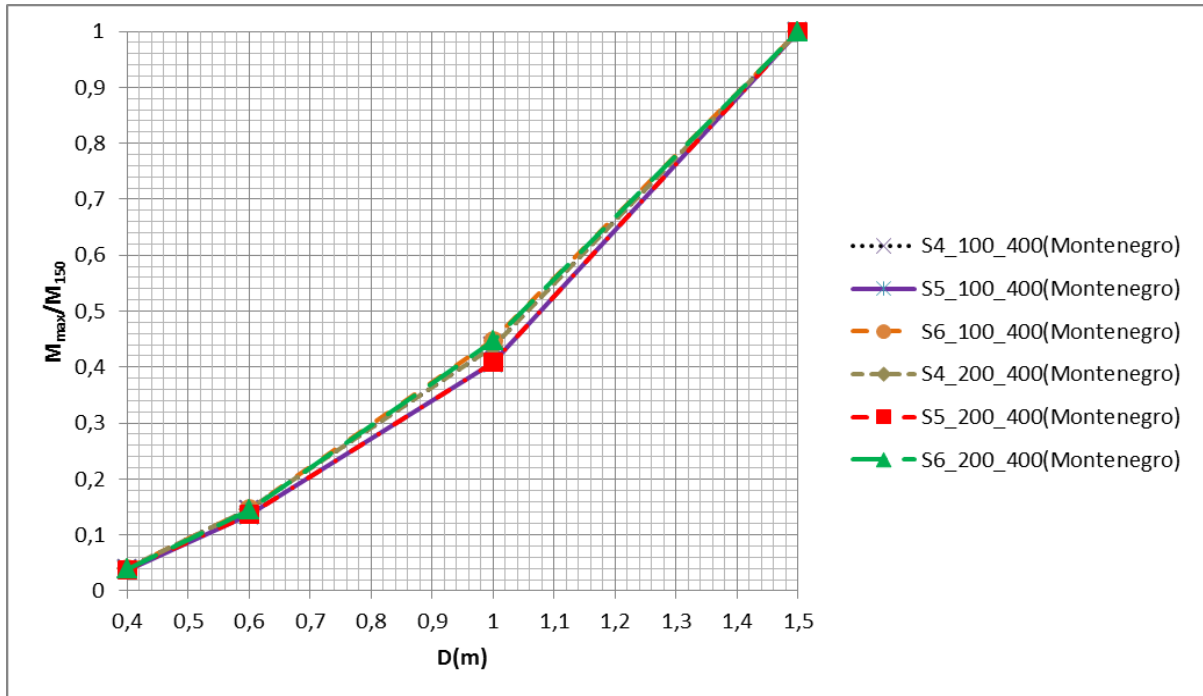


Descrizione del grafico: Questo grafico mostra la variazione di due parametri, uno corrispondente alla geometria del palo, l'altro all'effetto dell'azione sismica. Sull'asse delle ascisse il diametro del palo, in metri, sulle ordinate il momento massimo assoluto all'interfaccia normalizzato col massimo momento all'interfaccia per il palo di 1,5 metri di diametro. Sono stati analizzati i casi S4, S5 ed S6, corrispondenti a profondità dell'interfaccia di 8, 15 e 18 metri, considerando una impedenza pari a 2 (200_400) e a 4 (100_400). L'accelerogramma utilizzato è quello Irpino.

Osservazioni: al variare del diametro del palo si nota un aumento del momento massimo normalizzato. Per piccoli diametri (0,4-0,6) il momento normalizzato cresce con pendenza pari al 50%. Per diametri medi (0,6-1) cresce con una pendenza pari al 70%. Infine per grandi diametri il palo cresce con una pendenza pari al 120%. L'andamento delle curve al variare della profondità dell'interfaccia non cambia molto in tutti e sei casi analizzati.

Caso B1.2: Andamento del massimo momento normalizzato in funzione del diametro del palo.

Accelerogramma-input: **Montenegro**



Descrizione del grafico: Questo grafico ha la stessa struttura del caso B1.1, con la differenza che è stato utilizzato come input dinamico l'accelerogramma Montenegro. Sono stati analizzati i casi S4, S5 ed S6, corrispondenti a profondità dell'interfaccia di 8, 15 e 18 metri, considerando una impedenza pari a 2 (200_400) e a 4 (100_400). La normalizzazione del momento massimo è riferita ai valori ottenuti da questa analisi.

Osservazioni: anche in questo caso si può osservare un aumento del momento normalizzato in funzione del diametro. Per piccoli diametri il momento cresce con pendenza del 50%, per diametri medi cresce con pendenza intorno al 70%, e per grandi diametri con pendenza del 120%. Questo si riscontra anche nel caso precedente, il che fa intuire come la crescita del momento all'interfaccia sia più significativo il diametro del palo che la distribuzione delle accelerazioni durante un sisma (questo è vero per eventi di magnitudo simili).

Si è riscontrato in entrambi i casi come il passaggio da piccoli a medi diametri implica un aumento del 20 % della domanda di momento, invece, il passaggio da medi a grandi diametri implica un aumento del 50% della domanda di momento (riferiti all'interfaccia). Per questo motivo, come anche menzionato in altri studi, si tende a preferire pali più snelli

che pali tozzi visto la migliore adattabilità alle deformazioni del terreno durante un terremoto.

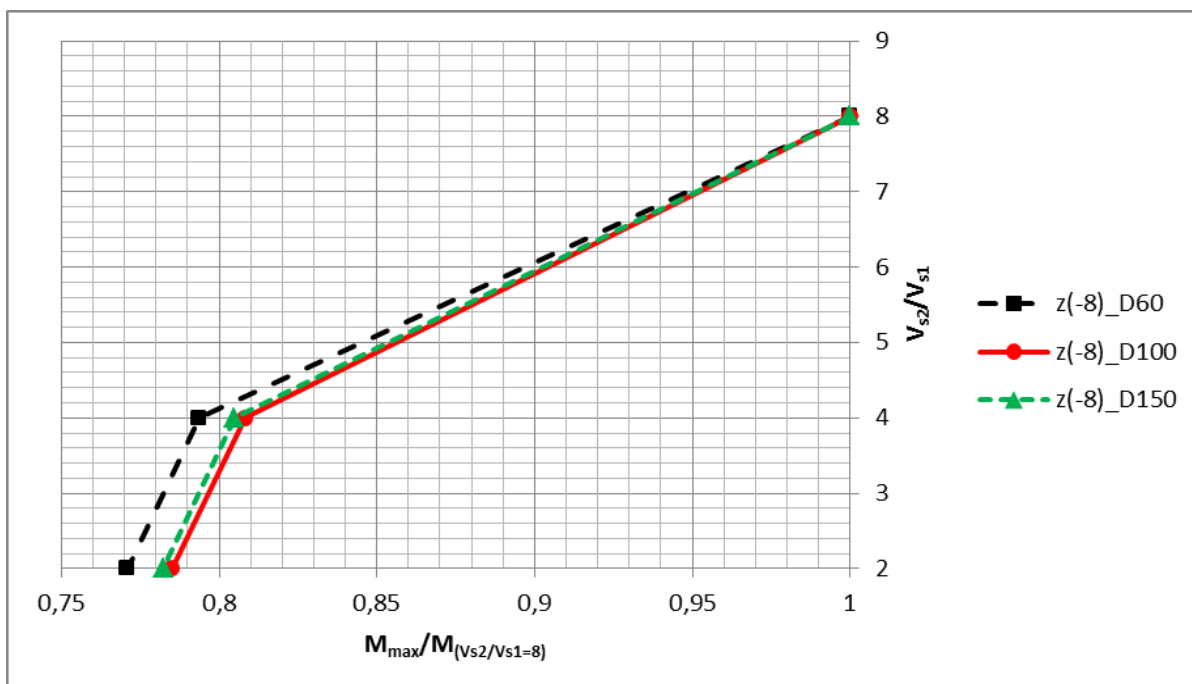
Un altro aspetto che viene evidenziato è come per entrambi casi la variazione di rigidità dello strato superiore non implichi un discostamento significativo delle curve. L'effetto della variazione di rigidità e l'influenza della posizione dell'interfaccia tra due strati consecutivi sarà valutata in modo più specifico nel caso di seguito esposto.

Caso B2: Influenza della posizione dell'interfaccia

Rapporti di rigidità considerati: $V_{s2}/V_{s1}=8$; $V_{s2}/V_{s1}=4$; $V_{s2}/V_{s1}=2$

Accelerogrammi utilizzati: Accelerogramma Irpino

Caso B2.1: Variazione del massimo momento normalizzato in funzione del rapporto di rigidità. Profondità dell'interfaccia – 8 metri.

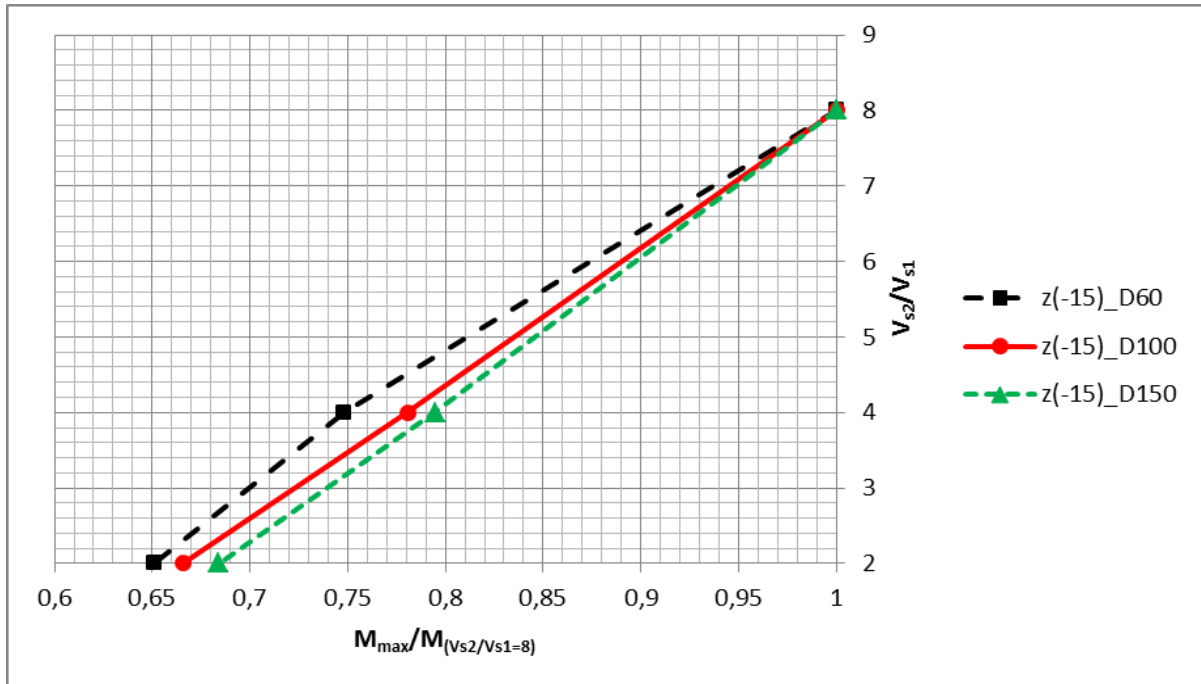


Descrizione del grafico: in questo grafico viene riportato la variazione del rapporto d'impedenza (V_{s2}/V_{s1}) in funzione del momento massimo normalizzato all'interfaccia, col momento massimo per un rapporto d'impedenza pari a 8 alla stessa profondità considerata (e per le stesse caratteristiche geometriche e costitutive). Si sono considerati i risultati delle serie più rappresentative al variare del diametro del palo ad una profondità di 8 metri sotto il piano campagna.

Osservazioni: il momento flettente massimo tende ad avere valori simili per i pali con diametro pari a 1 e 1,5 metri. Valori più bassi si osservano per il palo di 0,6 metri. Per un

rapporto di impedenza pari a 2 e 4, in questo caso i momenti tendono ad essere 75-80% il valore del momento massimo con un rapporto di impedenza pari a 8. Le differenze dei valori in percentuale sono del 2-3% tra strati di impedenza 2-4. Invece tra 4-8 il distacco è del 20% .

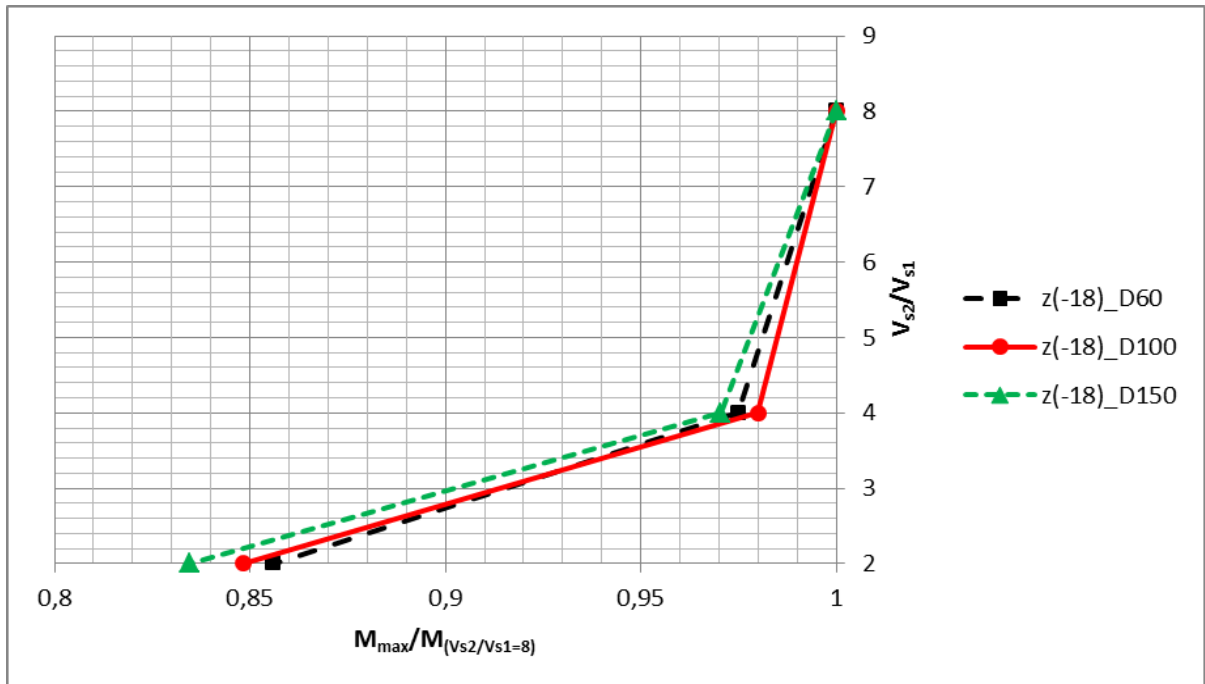
Caso B2.2: Variazione del massimo momento normalizzato in funzione del rapporto di rigidità. Profondità dell'interfaccia – 15 metri.



Descrizione del grafico: la struttura del grafico è simile a quella del caso B1.1. L'unica differenza è la profondità dell'interfaccia.

Osservazioni: in questo caso il momento massimo tende ad essere influenzato un po' di più dal diametro del palo. Per terreni con impedenza pari a 2 il momento è il 65-69% quello di riferimento. Per terreni di impedenza 4 i valori sono di poco più bassi a quelli del caso precedente. Il gap del momento tra terreni di impedenza 2-4 è ora del 12% e quello tra terreni di impedenza 2-8 è del 33%. Un incremento della profondità ha generato un abbassamento del momento per strati con velocità di propagazione simile. Per terreni con impedenza 4 si evidenzia un piccolo calo del momento massimo inoltre ad avere un andamento diverso per il palo di diametro più piccolo.

Caso B2.3: Variazione del massimo momento normalizzato in funzione del rapporto di rigidità. Profondità dell'interfaccia – 18 metri.



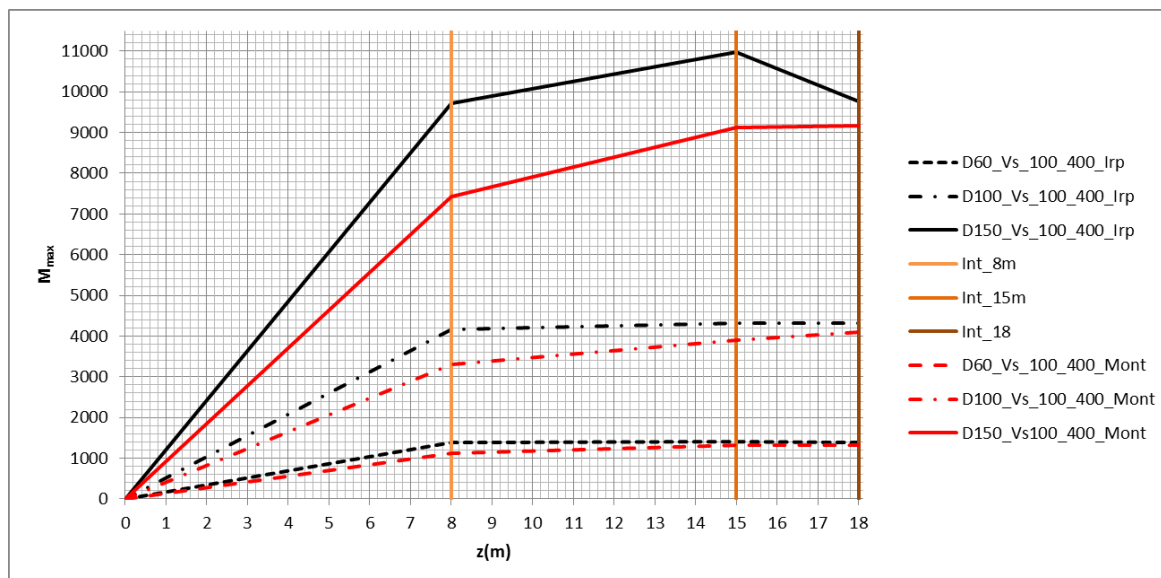
Descrizione del grafico: la struttura del grafico è simile a quella del caso B1.1. L'unica differenza è la profondità dell'interfaccia.

Osservazioni: a questa profondità si può osservare un aumento del momento massimo per terreni con impedenza 2. Per terreni con impedenza 4 il valore del momento è quasi lo stesso che per terreni con impedenza 8. Quindi dopo una certa profondità, intorno ai 18 metri, dopo una breve decrescita del momento massimo questo tende a rimanere costante al variare dell'impedenza fra gli strati. Ovviamente strati con bassi contrasti di rigidità tenderanno sempre ad avere concentrazioni di momento all'interfaccia minori che quelli con impedenza più alta. Si può pensare però che questa differenza tenda a diminuire all'aumentare della profondità. Per terreni con impedenza 4 e 8 l'andamento del momento tende ad essere simile già ad una profondità intorno ai 18 metri. In coerenza con altri studi (Dezi et al.) si può concludere che i valori di picco tendano ad aumentare entro una profondità di 18 metri, oltre la quale tendono ad essere costanti.

Caso B2.4: Variazione del valore assoluto del massimo momento flettente in funzione della profondità dell'interfaccia e del rapporto di rigidezza.

Accelerogrammi utilizzati: Accelerogramma Irpino e Montenegrino

$$V_{s2}/V_{s1}=4$$



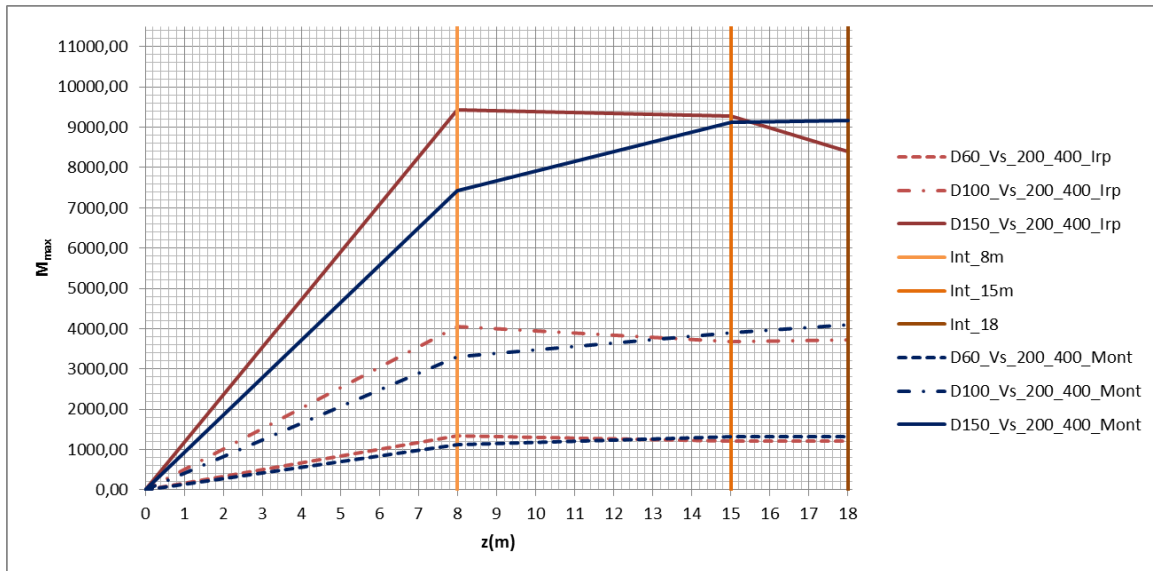
Descrizione del grafico: In questo grafico si evidenzia l'andamento del massimo momento flettente (in valore assoluto) al variare della profondità dell'interfaccia. Sono stati considerati inoltre diversi diametri e una impedenza del terreno pari a 4. Le linee verticali evidenziano la posizione dell'interfaccia. Gli accelerogrammi considerati sono quello Irpino e quello Montenegrino.

Osservazioni: i risultati di questa analisi vanno a completare per quanto detto nei casi B1.1-B1.3. Il momento tende a crescere con la profondità dell'interfaccia, con valori massimi a 15 metri ma con piccole variazioni rispetto ad una profondità di 18 metri. All'aumentare del diametro aumenta anche la domanda di momento, come già visto nel caso B1.1 e B1.2, influenza che diminuisce all'aumentare la profondità dell'interfaccia. In effetti per diametri pari a 0,6 e 1 il momento cambia poco da 15 a 18 per entrambi accelerogrammi. Invece per il palo di diametro 1,5 questo è vero solo per gli output dell'accelerogramma Montenegrino. Infatti per gli output dell'accelerogramma Irpino da 15 a 18 il momento decresce di quasi 1000 kNm.

Caso B2.5: Variazione del valore assoluto del massimo momento flettente in funzione della profondità dell'interfaccia e del rapporto di rigidezza.

Accelerogrammi utilizzati: Accelerogramma Irpino e Montenegrino

$$V_{s2}/V_{s1}=2$$



Descrizione del grafico: La struttura del grafico è uguale a quella del caso B.2.3. Cambia l'impedenza del terreno che in questo caso è pari a 2. Le linee verticali evidenziano la posizione dell'interfaccia. Gli accelerogrammi considerati sono quello Irpino e quello Montenegrino.

Osservazioni: anche in questo caso un aumento del diametro del palo comporta un aumento della domanda di momento. I picchi di momento però sono inferiori rispetto al caso precedente, questo dovuto ad una decrescita del momento all'aumentare di V_s . Si nota però come per il caso Irpino, il momento tenda a decrescere passando da 8 a 15 metri di profondità. Questo a differenza del caso precedente si presenta anche per diametri inferiori a 1,5. I risultati dell'accelerogramma Montenegrino invece crescono da 8-15 per poi rimanere quasi agli stessi valori alla profondità di 18 metri.

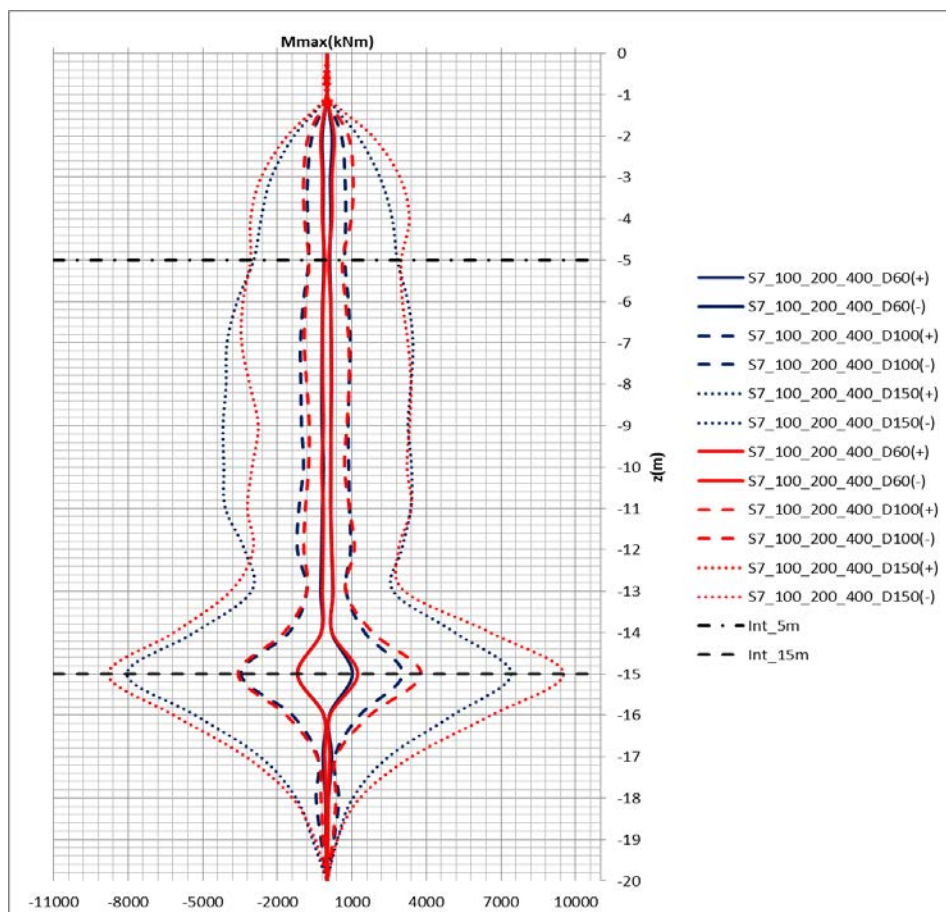
Serie 3: Andamento del massimo momento flettente al variare della profondità e del diametro del palo di fondazione- 3 strati.

Caso C1: Confronto dei massimi momenti flettenti.

Rapporti di rigidità: $V_{s2}/V_{s1}=2$; $V_{s3}/V_{s2}=2$

Accelerogrammi utilizzati: Accelerogramma Irpino e Montenegriano

Profondità dell'interfaccia considerata: 5-15metri



Descrizione del grafico: In questo grafico sono riportati i momenti massimi al variare della profondità, rispetto alle fibre positive e negative, per un terreno a 2 interfacce. La velocità di propagazione sono 100-200-400 m/s. Quindi il rapporto di impedenza ad ogni interfaccia è 2. Si è fatto variare il diametro del palo e si sono utilizzati due accelerogrammi diversi.

Osservazioni: Si può notare l'incremento del momento massimo al crescere con la profondità fino ai primi metri, dopo di che tende ad avere un andamento costante con qualche piccolo incremento lungo la parte centrale e raggiungere il valore massimo in corrispondenza dell'interfaccia a 15 metri. Il comportamento è piuttosto simile a quello già visto nella serie 1, caso A2.2. con valori di picco all'interfaccia molto simili. Si era visto

infatti nel caso B2.1, corrispondente all'analisi parametrica, come sia per terreni con impedenza 2 o 4 i valori di momento differivano di del 2-3% se l'interfaccia era prossima al piano campagna. Il picco di momento corrisponde ad una interfaccia anche di rapporto d' impedenza pari a 2, ma la lo spessore dello strato ha determinato una concentrazione dei momenti più grande. In effetti studi precedenti mostrano come il decadimento del modulo di taglio G e di smorzamento D incidano in modo significativo nei casi in cui lo spessore del deposito sia elevato, (M. Paganin). In questo caso la profondità ha un ruolo importante a parità d'impedenza. Le accelerazioni (per entrambi i casi) erano a quella quota molto più intense, visto che la posizione ipotizzata del bedrock era di 30 metri sotto il piano campagna.

CONCLUSIONI

Dato l'obiettivo dell'elaborato di considerare una valutazione dei parametri fondamentali che influiscono nella scelta progettuale di una fondazione profonda su terreno stratificato, i casi che sono stati presentati trovano una forte similitudine con casi già studiati in passato da diversi autori. Questo ci consente di avere degli elementi di confronto a cui fare riferimento.

Si sono fatti variare diversi parametri quali:

- il diametro del palo;
- la profondità dell'interfaccia;
- le velocità di propagazione delle onde di taglio;
- i carichi dinamici applicati (gli accelerogrammi utilizzati godevano di simili intensità di accelerazione ma diversa distribuzione temporale).

Con i risultati ottenuti - coerenti a quelli di altri casi precedentemente sviluppati - si è proceduto a fare un'analisi parametrica per evidenziare le relazioni tra i suddetti parametri e i parametri che meglio rappresentano l'interazione cinematica.

Di seguito le conclusioni dello studio:

Caso di terreno di fondazione a due strati

- Influenza degli accelerogrammi:

In tutti i casi osservati la variazione dell'accelerogramma non ha evidenziato cambiamenti significativi per quanto riguarda l'andamento del momento flettente lungo il palo.

Si sono osservate alcune variazioni soprattutto alle fibre negative che si localizzano nella parte superiore, questo si estende man mano che lo spessore del deposito superiore aumenta. In entrambi i casi però il massimo momento si è riscontrato in corrispondenza dell'interfaccia tra due strati di rigidità diversa.

Questa variazione del momento massimo dell'interfaccia e dell'andamento del momento lungo il palo, è dovuta alle diverse intensità e distribuzione temporale dei sisma considerati. Per questo tipo di terreni, con gli accelerogrammi considerati, all'aumentare della velocità di propagazione del deposito, il momento decresce in maniera proporzionale.

- Influenza dell'interfaccia:

al crescere dello spessore del deposito il momento flettente tende ad aumentare, ovvero all'aumentare della profondità di interfaccia. Profondità di interfaccia prossime alla superficie implicano un secondo picco di momento (comunque non paragonabile al picco riscontrato sull'interfaccia), soprattutto per terreni con velocità di propagazione di 100 mt/secondo e impedenza 4.

Si è riscontrato - nei casi esaminati aventi impedenza 2 e 4 - massimi valori di momento ad una profondità di interfaccia a 15 mt.

L'accelerogramma irpino e quello montenegrino, mostrano rispettivamente: una leggera decrescita, da un valore di 15 ad uno di 18 metri per il primo, e una costanza moderatamente tendente alla crescita, per il secondo.

Questo risultato è coerente con studi precedenti, che ci dicono che il valore del momento per terreni con qualsiasi contrasto di rigidità, tendono a mantenere un valore di momento tendenzialmente costante.

- influenza dell'impedenza:

un aumento dell'impedenza implica un aumento del momento flettente all'interfaccia tra i due strati. Come detto precedentemente questo è anche influenzato dallo spessore del deposito. Sui casi sviluppati si può osservare come terreni con impedenza 2 e 4 tendano a mantenere valori piuttosto simili per profondità di interfaccia vicine al piano campagna, per poi aumentare all'aumentare della profondità, fino ad un punto (15/18 mt) in cui si giunge al mantenimento di una certa costanza.

Valori di impedenza più bassi implicano picchi di momento più bassi e una distribuzione dello stesso lungo il fusto del palo.

- Influenza del diametro del palo:

si è osservata la variazione del diametro dell'elemento strutturale, al fine di capire i legami tra questo e altri fattori che caratterizzano l'interazione cinematica (impedenza e velocità di propagazione, profondità dell'interfaccia, tipo di carico dinamico, ecc.): all'aumento del diametro del palo corrisponde un aumento del momento flettente sull'interfaccia e lungo il fusto.

- Piccoli pali hanno rigidità inferiori, più prossime a quelle del terreno, quindi tendono a seguire meglio gli spostamenti dovuti all'eccitazione sismica, evidenziando dunque una minor domanda di momento sul palo.

- Pali medi comportano, rispetto ai precedenti, un aumento del valore del momento intorno al 20%

- Grandi pali comportano un aumento del 50%, sui precedenti, del valore del momento sull'interfaccia.

I valori descritti, che risultano simili tra terreni con impedenza differente (2 e 4), ci consentono di dire che l'influenza del diametro del palo è determinante rispetto al valore dell'impedenza stessa.

Questo vale anche in considerazione del fenomeno di accelerazione, simile per quanto riguarda i valori, ma con distribuzione temporale diversa, dove la dimensione del palo risulta ancora una volta determinante.

I risultati ottenuti ci consentono di sostenere che, in questo determinato caso (terreno a due strati con impedenza 2 e 4), è preferibile optare per pali a diametro medio/piccolo - seppure in maggiore quantità - rispetto ad una fondazione a pali a diametro grande, più rigida, ma soggetta a maggiori effetti dovuti alle sollecitazioni sismiche.

Quest'ultima considerazione non tiene conto degli effetti di gruppo delle fondazioni profonde.

Caso di terreno di fondazione a tre strati

Il caso preso in esame corrisponde ad un terreno a tre strati con impedenza interstrato pari a 2 (caso con velocità di propagazione 100, 200, 400 e profondità di interfaccia 5, 15, 18). Anche per quest'ultima analisi si è fatto variare il diametro del palo e gli accelerogrammi di input. In presenza di tali condizioni ci si aspettava un picco di momento in corrispondenza dell'interfaccia più prossima al piano campagna, tuttavia si è osservato il picco solamente nell'interfaccia di maggiore profondità. Questo può essere dovuto al ridotto spessore dello strato superiore, oltre che ad una intensità di accelerazione più bassa, in vicinanza del piano campagna.

Si è anche osservato che il comportamento per questo caso tende ad essere molto simile - anche in termini di momento massimo - al caso di terreno con due strati e impedenza 2. Questo ci consente di asserire che il comportamento di un terreno con impedenza uguale, e con velocità di propagazione 100/200 e 200/400, tende a comportarsi in maniera uguale per interfacce prossime al piano campagna. Questo è stato confermato per le analisi fatte e risultati ottenuti per entrambi gli accelerogrammi.

SUMMARY

Introduction	3
CHAPTER 1 Pile foundation	5
1.1 Kinematic effects to seismic loading	6
1.1.1 Simplified Methods	9
1.1.2 Uncoupled Method	13
1.1.3 Coupled methods with three dimensional modeling	13
1.2 Definition of seismic loading	13
1.2.1 Accelerograms	14
1.3 Shear modulus and damping ratio's trend	16
1.3.1 Shear modulus degradation	19
1.3.2 Damping ratio	19
CHAPTER 2 Modeling of a foundation pile with inelastic components	21
2.1 Concentrated plasticization	22
2.2 Distributed plasticization	24
2.2.1 Mechanic structure references	25
2.2.2 Fibre model	28
2.2.2.1 Formulation in stiffness	30
2.2.2.2 Flexibility based formulation	34
2.2.2.3 Comparison of iterative processes	36
2.3 Localization from the physics perspective	39
2.4 Localization in finite element	41
2.5 Loss of objectivity in the FB formulation	44
CHAPTER 3 Soil modeling	49
3.1 Backbone curve	50
3.1.1 p-y curves for sands	53
3.1.2 Curves for soft and stiff clays	55
3.2 Standard reload curve and general unload curve (SRC-GUC)	57
3.3 Direct reload curve (DRC)	59
3.4 Modeling of cyclic degradation	60
CHAPTER 4 Case study	62
4.1 Accelerograms selected	62

4.2 Pile modeling	63
4.2.1 Materials	64
4.2.2 Selected cross section	66
4.3 Soil modeling	67
4.3.1 Soil characterization	67
4.3.2 Series 1: 2 layer-soil case	68
4.3.3 Series 2: parametric analysis	69
4.3.4 Series 3: 3 layer-soil case	69
CHAPTER 5- Results - Discussion	71
CONCLUSIONS	88
REFERENCES	91

INTRODUCTION

Various studies have been developed to assess the effects of seismic action on structures. In practice structural engineers commonly takes into account stresses induced by the inertial interaction effects, underestimating the structure-soil interaction. In a layered soil kinematic interaction can be responsible for pile failure in case of soils with highly contrasting mechanical characteristics.

The target of this thesis is to evaluate the effects of the only kinematic interaction and – through a parametric analysis-determinate which parameters are the most influentially.

The study case have the following characteristics: pile embedded in layered soil under the passage of vertically propagating seismic waves.

The soil have been characterize considering the shear wave propagation of the deposit, and modeling using the finite element program, Seismostruct. In this structural analysis software, the soil nonlinear behavior can model utilizing link elements (Winkler-type medium) based of dynamic BNWF (Allotey and El Nagggar). This approach takes into account characteristic effects of kinematic interaction as degradation of shear modulus, soil yielding, slack zone, and damping ratio.

The pile was subdivided in 20 cross-sections and modeling utilizing inelastic frames based on force formulation (infrmFB). For the dynamic input the Irpinia and Montenegro accelerograms were selected.

The study case is divided in three series:

- Series 1: foundation pile embedded in a 2 layer soil with contrasting mechanical characteristics
- Series 2: parametric analysis
- Series 3: foundation pile embedded in a 3 layer soil with contrasting mechanical characteristics.

By varying the diameter of the pile, the deposit thickness, and wave propagation velocities, 18 models were developed for Irpinia accelerogram, 18 models for Montenegro accelerogram, 18 complementary models for parametric analysis for a total of 54.

The obtained results and the parametric analysis can be viewed in chapter 5.

CHAPTER 1

Pile Foundation

A pile foundation is a substructure in which piles are used to transfer a load from a structure to the soil. The pile foundation consists of piles and a mat foundation that connects both elements. The criteria for choosing between a pile foundation and a conventional foundation is based on technical and economic considerations. These considerations include the engineering and geological conditions at the building site and the features of the designed structure. This type of foundation is should be used when the foundation soil is not suitable for resisting the structure loading without having a considerable subsidence of the surface or when the foundation soil is saturated with water. One of the main advantages of this type of foundation is that it makes it possible to overpass the superficial layers and to transfer the vertical load to deeper layers with adequate vertical stiffness. Piles are classified into two categories according to the properties of the soil at the lower end of the pile. *End-bearing* piles are supported by soil layers which are practically incompressible; *floating piles* are instead sunk into soil of uniform consistency and transmit their load to the both through their lower and lateral surfaces. The typical materials used to build foundation piles are wood, steel, concrete and reinforced concrete. In particular, concrete piles allow one to create different forms and to reach different dimensions.

The design phase of foundation piles takes into consideration not only the vertical loading due for the structure weight, but also the lateral loading (cyclic loading) caused for example by a seismic event. During earthquakes piles undergo stress-like conditions due to both, the motion of the superstructure (inertial interaction) and the motion of the surrounding soil (kinematic interaction).

It is important not only to take into consideration stress induced by the inertial interaction which may be responsible for pile head plasticity or collapse, but also the kinematic interaction which can be responsible for the pile failure (especially in the case of layered soils with extremely different mechanical characteristics). The structure-pile-soil-

interaction system has to be studied in order to correctly design the substructure, especially if the structure is located in an earthquake area.

1.1 Kinematic effects to seismic loading

The response of the structure-pile-soil system during an earthquake is largely due to the forced displacement of the soil (kinematic effect). This movement added to the inertial forces coming from the superstructure and together with the structure mass and frequency tend to limit the pile's head movement. The following figure schematized the kinematic effect (Action 1) and the inertial effect (Action 2).

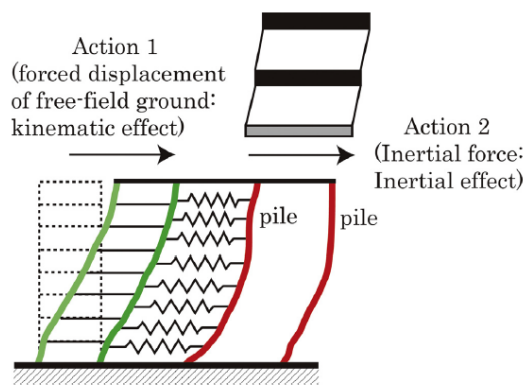


Fig.1.1: kinematic and inertial effects in a pile foundation.

The effects induced by the structure-pile-soil interaction during a seismic event are normally assessed by measuring the acceleration response with the spectrum method. The seismic response spectrum is a very useful metric that allows one to analyze the structure performance for a particular seismic event. It is not possible to accurately measure which percentage is due to the inertial effect and to the kinematic effect.

In practice there are two methods. The first one allow us to consider both effects together, the second one effect at a time.

These methods are:

- *The direct method:* this method considers the whole structure-soil-pile system interaction. The soil surrounding the pile can be represented by a finite element or by a spring system. The results with both representations are valid and consistent with the experiments and the results obtained in tests. There exists a disadvantage when a finite element is used, especially in three-dimensional soil analysis. This lack of consistency between soil displacements and the modelling constraints.

- *The substructure method*: this highly practical approach to measure the kinematic effects produced by an earthquake is based on a simplified scheme that considers only the substructure and soil interaction. The superstructure mass is assumed to be equal to zero which makes it possible to determine the seismic loading rate transmitted only by the kinematic interaction. The procedure to determine the inertial rate is akin: the substructure mass is assumed to be equal to zero whereas the soil dynamic impedance is taken into account. The following step consists in determining the stress applied to the pile cap caused by the superimposition of both effects and in verifying the ultimate limit state (the principle of superimposition effects is valid under a linear behavior hypothesis of all elements -Gazetas and Mylonakis, 1998).

The following figure depicts both methods:

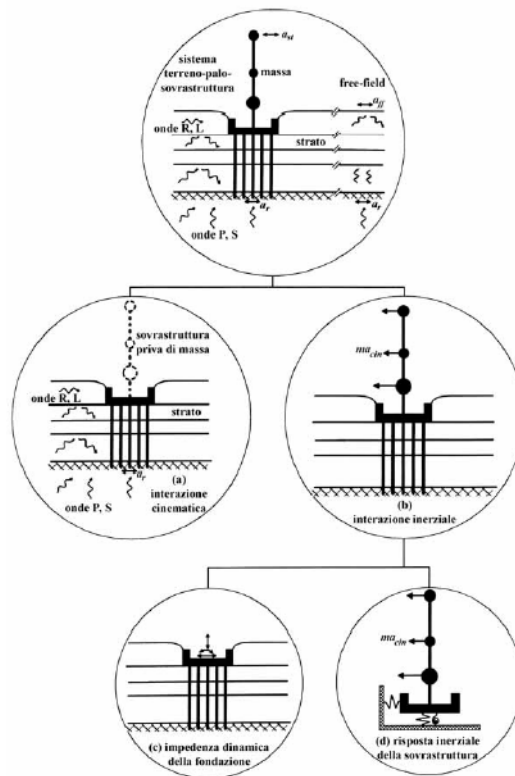


Fig. 1.2: schematization of both methods

Most of the civil buildings' damages occurred during seismic events are related to the surface and depth characteristics of the soil. This underlines the importance of the interaction between the substructure and the foundation soil in mitigating the earthquake effects. In the geotechnical context the seismic problem is modeled using *the wave's*

propagation theory (considering hysteretic damping and infinite medium) and more rarely using the vibration theory.

The wave's propagation theory for a homogeneous soil allows one to determine the *free-field* displacement on the surface (u_{ff}).

The presence of the pile within the soil restrains the soil's motion, causes a diffraction/reflection of shear waves and provokes differences between free-field and pile's cap displacements (u_p).

Many parametric studies about the kinematic effects on homogeneous and layered soils (Gazetas 1984; Fan et al.1991) assess the trend of the displacement ratio between both parameters. This displacement ratio is known as kinematic interaction factor (I_u).

$$I_u = \frac{|u_p|}{u_{ff}}$$

Without kinematic interaction the value of I_u is equal to 1. The following figure shows the trend of the kinematic interaction factor represented as a function of the a_0 parameter. The following formula shows that the parameter a_0 is directly proportional to the oscillation pulse ω and inversely proportional the soil shear wave propagation velocity V_s .

$$a_0 = \frac{\omega d}{V_s}$$

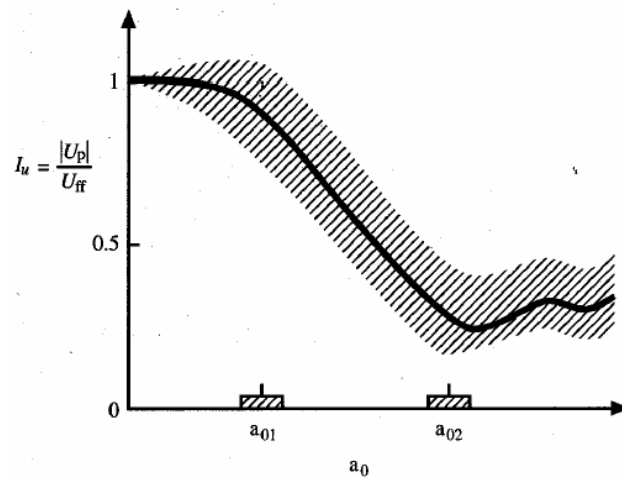


Fig.1. 3: kinematic interaction factor

Since the pulse is proportional to the oscillation frequency, the parameter a_0 can be written as a function of the frequency.

$$\omega = \frac{2\pi}{T} = 2\pi f$$

For low frequencies ($a_0 < a_{01}$), I_u is approximately equal to 1. This means that the pile's head is following the soil strain. For intermediate values ($a_{01} < a_0 < a_{02}$) there is a quick decrease of the I_u factor when the frequency increases. The inability of the pile to match the soil motion causes different effects on the pile's head and stem. The limit values of a_{01} and a_{02} depend on the soil type, pile-soil relative stiffness, restraint conditions and pile-to-pile interaction (in case of a group of piles).

The kinematic interaction effects involve the entire pile, producing different displacements than those caused by the free-field motion. These displacements are linked with the curvature and the bending moment all over the pile.

1.1.1 Simplified Methods

The simplified methods consider the pile as an elastic flexible beam element. In this approach the bending moment can be determined at a certain depth by the following formula.

$$M = E_p I_p \left(\frac{1}{R} \right)_p$$

Where:

$M = M(z, t)$ is the bending moment;

E_p and I_p are the Young's modulus and the cross-section moment of inertia of the pile. The multiplication of these two terms determines the flexional stiffness;

$(1/R)_p$ is the pile curvature;

This equation shows the importance of the pile's curvature in accurately assessing the bending moment. Margason and Holloway (1977) proposed the following formula to determinate the pile curvature under the assumption that the pile's curvature equalize the soil curvature in free-field conditions.

$$\left(\frac{1}{R} \right)_s \approx \frac{2\Delta u_{ff}}{\Delta z^2}$$

$$\left(\frac{1}{R} \right)_p \approx \frac{2\Delta u_{ff}}{\Delta z^2}$$

Where

Δu_{ff} is relative displacement between two different points on the soil at a Δz distance.

The soil horizontal displacement trend in free-field conditions can be obtained by an one-D propagation analysis.

The National Earthquake Hazards Reduction Program (1997), based on the hypothesis of one direction seismic loading due to the vertical shear wave propagation, proposed the following formula to determinate the curvature.

$$\left(\frac{1}{R}\right)_s = \frac{a(z,t)}{V_s^2} \quad [1.2]$$

Where

The $a(z,t)$ parameter indicates the maximum free-field acceleration and V_s is the propagation shear wave velocity.

This formula, that considers pile-soil displacement as one, do not take into consideration effects like the radiation damping, the pile-soil relative stiffness and the pile slenderness. These approaches cannot be applied in a layered soil. The main reason is the different stiffness between two consecutive layers, near to the interface the curvature trend tends to infinity; this is due to the different strain over and under the contact surface.

Dobry and O'Rourke (1983) develop a method that can be used in layered soils. This method allows the determination of the bending moment in the interface between two consecutive layers.

$$M = 1,86(E_p I_p)^{3/4} (G_1)^{1/4} \gamma_1 F$$

With

$$F = \frac{(1 - C^{-3})(1 + C^3)}{(1 + C)(C^{-1} + 1 + C + C^2)}$$

and

$$C = \left(\frac{G_2}{G_1}\right)^{1/4} \quad \gamma_1 = \tau/G_1$$

The validity of these formulas based on the following hypothesis.

- Pile infinitely long
- Infinitely soil thickness

- Pile-soil strain remains the elastic field
- Two consecutive layers are subject to uniform shear stress ($\gamma_1/\gamma_2=G_1/G_2$; G_n :secant modulus)
- The pile can be considered like a beam over Winkler foundation, with spring stiffness $k_1=3G_1/d$ and $k_2=3G_2/d$ for the layer over and under the interface.

This method is not very accurate in case of thin thickness layers.

Dente (2005) determinate the deflection angle γ_1 as a function of the maximum free-field acceleration considered over the soil surface.

$$\gamma_1 = \frac{\rho_1 H_1}{G_1} a_{\text{max}}$$

Where

ρ_1 and H_1 are the density and the thickness of the surface layer.

Nikolaou and Gazetas (1997) proposed two close form equations to calculate the maximum steady-state two layer interface bending moment, due to different frequency harmonic excitations at the substrate base. These formulas were traced back from a dynamic parametrical study of a embedded pile in a layered Winkler type medium (layered soil with different stiffness and subject to a vertical shear wave propagation). From the parametrical study emerged the bending moment dependence on the following factors.

- Contrasting stiffness between two consecutive soil layers (V_{s1}/V_{s2})
- Pile head restrain
- Pile slenderness (L/d)
- Pile-soil relative stiffness (E_p/E_1)
- The proximity of the excitation pulse $\omega=2\pi f$ to the soil fundamental pulse

The first formulation estimates the shear stress on the interface as a function of the free-field surface acceleration and the layer thickness.

$$\tau_{\text{interface}} \approx a_{ff} \rho_1 H_1$$

The following expression is a function of shear stress and defines the maximum bending moment.

$$M_{\text{max}} = 0,042 \tau_{\text{interface}} d^3 \left(\frac{L}{d}\right)^{0,3} \left(\frac{E_p}{E_1}\right)^{0,65} \left(\frac{V_{s2}}{V_{s1}}\right)^{0,5}$$

The Bending moment trend to grow as the pile diameter increases and the contrasting stiffness increases. The weakness of this formulation is the bending moment infinite value that results for slenderness piles and for highly contrasting stiffness.

The second formulation defines the maximum strain due to the bending moment.

$$\varepsilon_{\text{max}} = \frac{M}{E_p \left(\frac{\pi d^3}{64} \right)} = \frac{\sigma}{E_p}$$

The following formula defines the maximum bending moment as function of maximum strain.

$$M_{\text{max}} = 2,7 \cdot 10^{-7} E_p d^3 \left(\frac{\rho_r}{\rho} \right) \left(\frac{L}{d} \right)^{1,3} \left(\frac{E_p}{E_1} \right)^{0,7} \left(\frac{V_{s2}}{V_{s1}} \right)^{0,3} \left(\frac{H_1}{L} \right)^{1,25}$$

This definition is valid just if the interface depth that separates two consecutive layers is positioned under the pile active length (L_a) that can be determined assuming a pile-soil linear behavior.

$$L_a \approx 1,5 \left(\frac{E_p}{E_s} \right)^{1/4} d$$

The resulting bending moment due to a sinusoidal harmonic seismic loading is greater than the resulting bending moment due by a transitional seismic loading (which better represents a real earthquake). Both results present different peak values whereas maintaining the same trend.

For these reason Nikolaou (1995; 2001) introduced a reduction factor to takes into account these differences.

$$\max M(t) = \eta \cdot \max M(\omega)$$

Where

$M(t)$ is the maximum bending moment due to a real seismic event; $\max M(\omega)$ is the maximum bending moment for a steady-state excitation and η is the *Nikolaou's reduction factor*. This factor must be between 0 and 1, and depends on:

- the entire duration of the seismic event (accelerogram equivalent number of cycles; N_c)
- the seismic period and soil's fundamental period ratio (T_p/T_1)
- the pile-soil effective damping (β_{eff})

$$\eta = 0,04N_c + 0,23, \text{ if } (T_p / T_1) \text{ is near to } 1;$$

$$\eta = 0,015N_c + 0,17, \text{ if } (T_p / T_1) \text{ is under the unit.}$$

The resulting values of the previous methods takes into account the effects of kinematic interaction that stresses the entire foundation pile but they don't take into consideration the mitigation influence of the embedded pile to the seismic action.

1.1.2 Uncoupled Methods

The pile-soil interaction can be simulated by an uncoupled model, where the foundation soil is schematized by linear springs and dampers distributed all over the lateral pile surface (dynamic Winkler type medium representation). These elements are subject to the free-field motion due to the seismic event. This formulation allows considering pile-soil nonlinear effects, degradation of the shear modulus, radiation damping, velocity loading and group effects. The seismic input is characterized that one or more accelerograms. The outputs of this procedure are:

- Bending moment trend
- Pile's head seismic interaction

A critical phase of this procedure is the determination of the parameters that characterized the linear springs and dampers.

1.1.3 Coupled methods with continues three dimensional modeling.

These advanced methods and allows developing analysis based on frequency-time domain. The assessment of different analysis like the non-linear behavior of the soil, group effects, partial iteration, and separation of pile-soil interface can be done obtaining valid output data.

1.2 Definition of seismic loading

According to the NTC2008, seismic loading is characterized by two horizontal and one vertical component. These can be represented depending of the following analysis types:

- Expected maximum acceleration surface, useful for linear static analysis;
- Expected maximum acceleration and spectrum response surface, useful for linear dynamic and nonlinear static analysis;
- Accelerograms for linear and nonlinear dynamic (time-history) analysis;

Seismic loading can be defined in three different modes:

- System of equivalent forces; assuming the first vibration mode domain the seismic response (considering horizontal static forces)

- Response spectra; analyzing the structure with an uncoupled method (modal analysis allows finding the critical structure vibration modes). Identifying the vibration modes that influence the global behavior of the structure and the response spectrum of these modes allows the complete representation of the dynamic response of the structure (the frequency domain analysis more simple than the time domain analysis).
- Time-history analysis, defining the structure base acting accelerograms. The seismic response is obtained by the integration of motion equations

A few considerations:

Dynamic analysis is normally applied to prevent the nonlinear response of a structure due to a seismic event (dynamic linear-elastic analysis is also possible if is take into consideration low levels of loading). Time-history analysis is useful to evaluate the structure seismic safety. It's also possible to simulate soil's motion or simply use recorded accelerograms. In static or dynamic time-history analysis, structures are subject to transient loading, which can be the result of force/displacement variation in the pseudo-time domain (static time-history loading) or acceleration/force variation in the time domain (dynamic time-history loading). Time history-curves allow evaluating how the loading evolves in time.

1.2.1 Accelerograms

A real earthquake accelerogram is the most accurate representation of this event, because it contains a lot of data about the earthquake nature and how waves propagate from the epicenter to the recording station. EC8 [§3.2.3 Eurocode 8], suggest the utilization of time-history accelerations, displacements and velocities for the nonlinear dynamic analysis. A numeric integration of motion equations must be done to obtain the structural response. If a 3D model is request the seismic loading must be composed by one vertical and two horizontal accelerograms. In agreement with present regulations seven artificial or recorded accelerograms, characterized by a medium response spectrum, can be used to represent the seismic loading (mediating the effects resulting of these 7 accelerograms).

Depending of the available data the seismic motion can be described using one of the following accelerograms categories:

- Artificial recorded accelerograms (compatible with project design spectrum)
- Synthetic recorded obtain from seismologic models
- Real recorded accelerograms

The accelerograms considered for the analysis must represent the local seismicity and maximum horizontal acceleration expected in that area. If an artificial accelerogram is used for seismic analysis, the EC8 [§3.2.3 Eurocode 8] demands the fulfillment of the following requires:

- Use of three accelerogram as minimum;
- The average of Peak Ground Accelerations (PGA) cannot be less than the value $a_g S$ of the site under examination;
- The chosen elastic spectral average set (in a range between $0,2 T_1$ and $2T_1$ and considering 5% of damping) cannot be less than the 90% of the “target” spectrum.

The duration of artificial accelerograms is based on magnitude and other physics parameter that determinate the value of a_g (maximum acceleration) and S_s (stratigraphic amplification coefficient).

In any case the entire duration of the accelerogram cannot be less than 25s.

Accelerograms need to be compatible with the site reference spectrum, obtained by specific seismic hazard analysis (using probabilistic or deterministic methods) or imposed by legislation.

For a time-history analysis of a deep foundation, is not enough to consider the compatibility of the accelerogram. It's also necessary to determinate the variation of acceleration due to the passage of the seismic waves through the soil. This variation depends of the soil type, the reduction of the shear modulus and damping ratio. The following figure represents the trend of these parameters.

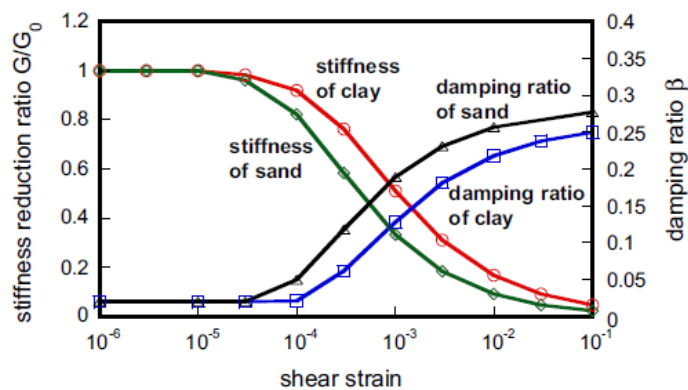


Fig. 1.4: stiffness reduction ratio-damping ratio trends

For C or D soil type the EN 1998-5 provides some values of the reduction of shear modulus ratio and shear wave velocity.

$a_g S$	Damping	$v_s/v_{s, max}$	G/G_{max}
0.10	0.03	0.90 (± 0.07)	0.80 (± 0.10)
0.20	0.06	0.70 (± 0.15)	0.50 (± 0.20)
0.30	0.10	0.60 (± 0.15)	0.36 (± 0.20)

Tab.1. 1: values of the reduction shear modulus ratio

An extensive review of these arguments will be done at paragraph 1.3.

1.3 Shear modulus and damping ratio's trend.

Stiffness and damping parameters of each soil's layer are require for the seismic analysis of a specific site. The parameters that characterize the dynamic behavior are define by the values of the shear modulus (for small deformations), the relation between secant shear modulus and shear deformation amplitude γ_c , the curve that connects the damping ratio with γ_c and the stiffness reduction ratio due to cyclic dynamic loading.

The soil stiffness is represented by the shear modulus or by the wave propagation velocity. In small deformation conditions the shear modulus, indicated with G_{max} , is directly related to the wave propagation velocity and soil mass density.

$$G_{max} = \rho V_s^2$$

Particularly, high stiffness layers present high values of V_s . The relation between G and G_{max} to the shear stress τ and strain γ is represented in the following figure where is define the first "ideal" hysteresis cycle. The term "ideal" is use to highlight the fact that the reduction stiffness has been neglected during the first loading cycle. As can be observe the resulting curve is perfectly symmetric.

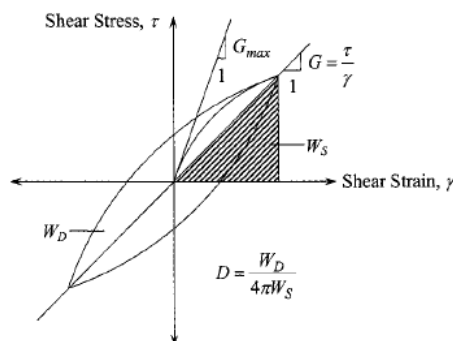


Fig.1. 5: hysteresis loop for cyclic loading

The secant shear modulus (that represents the average stiffness of the soil) is define as $G = \tau_c / \gamma_c$ where τ_c is the shear stress due to the strain angular deflection γ_c . The area inside the hysteresis ring represents the dissipation energy of one loading cycle. This dissipation energy is use to define the material equivalent damping ratio, λ (indicates also with D). the hysteretic damping ratio can be described by the following formula.

$$D = W_D / (4\pi W_S)$$

Where

W_D is the dissipated energy of each cycle, represented by the white area inside the ring;

W_S is the maximum strain energy requested during the loading cycle, represented by dotted line area;

Note: The nonlinear behaviors of the soil, the effect of strain velocity and grain particle friction are the most important mechanisms contributing the material damping.

The determination of G and D, for a seismic response analysis, can be estimated or determined in the laboratory (the estimation of these parameters can be made using V_s measurement values). Direct measurements are rarely done because of the highly cost of the procedure (large-scale projects exclude). In the following figure is shown the G and D trend as a function of cyclic shear strain (G have been normalized with G_{max}).

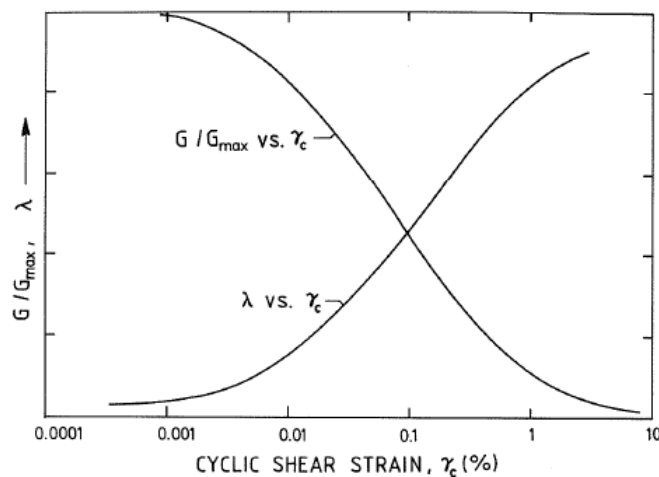


Fig.1. 6: G/Gmax and D(λ) trend as function of cyclic shear strain

Several studies were made to find the correlation between the plastic index (PI) and the normalized reduction G modulus (Dobry and Vucetic, 1987). The purpose of this correlation is the systematic use of the plastic index in many geotechnical investigations (would be useful for cyclic characterization and seismic micro zoning). The following table (made by Dobry and Vucetic) shows how G and G/G_{max} vary according to the damping ratio D (λ).

Increasing factor (1)	G_{max} (2)	G/G_{max} (3)	λ (4)
Confining pressure, $\bar{\sigma}_0$ (or $\bar{\sigma}_{vc}$)	Increases with $\bar{\sigma}_0$	Stays constant or increases with $\bar{\sigma}_0$	Stays constant or decreases with $\bar{\sigma}_0$
Void ratio, e	Decreases with e	Increases with e	Decreases with e
Geologic age, t_g	Increases with t_g	May increase with t_g	Decreases with t_g
Cementation, c	Increases with c	May increase with c	May decrease with c
Overconsolidation, OCR	Increases with OCR	Not affected	Not affected
Plasticity index, PI	Increases with PI if OCR > 1; Stays about constant if OCR = 1	Increases with PI	Decreases with PI
Cyclic strain, γ_c	—	Decreases with γ_c	Increases with γ_c
Strain rate, $\dot{\gamma}$ (frequency of cyclic loading)	Increases with $\dot{\gamma}$	G increases with $\dot{\gamma}$; G/G_{max} probably not affected if G and G_{max} are measured at same $\dot{\gamma}$	Stays constant or may increase with $\dot{\gamma}$
Number of loading cycles, N	Decreases after N cycles of large γ_c but recovers later with time	Decreases after N cycles of large γ_c (G_{max} measured before N cycles)	Not significant for moderate γ_c and N

Tab. 1.2: Parameter values

The factors that influence these parameters were assessed in many studies (Vucetic and Dobry, 1991; Roblee and Chiou, 2004; Stokoe et al. 2004) which determined that G/G_{max} and γ are conditioned by average confining pressure (σ'_m), soil type, plastic index (PI), loading frequency, number of loading cycles, over consolidation ratio (OCR), void index (e), saturation degree and granulometrical characteristics. The G/G_{max} curve degrade slowly for highly values of σ'_m and PI. Iwasaki et al. (1978) e Kokusho et al. (1982) discovered that soils with low PI are more affected than soils with high PI .

The damping ratio (D or λ) is also influenced by the confining pressure, plastic index (PI), loading frequency and the number of cycles. D decreases with highly values of σ'_m whereas PI have a more complex influence of this parameter. EPRI (1993), Stokoe et al. (1994) and Vucetic et al. (1998) found for low strain levels D (D_{min}) increase with PI,

whereas, for high strain levels, D decrease with PI . Empirical data is use to define the G/G_{max} and D trend. This data is obtaining from resonant column (RC) and torsional shear (TS) tests.

1.3.1. Shear modulus degradation

Hyperbolic models are normally used to describe the nonlinear behavior of the soil subjected to cyclic loading (Hardin e Drnevich 1972, Pyke 1993, Stokoe et al. 1999). Hardin and Drnevich (1972) assume that the soil stress-strain curve can be represented with an asymptotic hyperbola tending towards the maximum shear stress (τ_{max}). A limitation of this model is the poor similarities with empirical data resulting from laboratory tests (the reason of this discrepancy is the number of fit curves used by this model).

Better results can be obtained using modified hyperbolic models as proposed by Stokoe et al. (1990):

$$G/G_{max} = \frac{1}{1 + (\gamma/\gamma_r)^\alpha}$$

Where γ_r is the shear reference strain (for $G/G_{max}=0,5$), α is the second variable of the fit curve (known also as curvature parameter). The dependency of γ_r on σ'_m is shown by the following formula (Stokoe et al. 1995).

$$\gamma_r = \gamma_{r1} (\sigma'_m / P_a)^k$$

Where γ_{r1} is the shear reference strain for an effective confining pressure equal to 100kPa; P_a is the reference pressure assumes to be equal to 100 kPa; k is a corrective factor determined through numerical regression.

The effective confining pressure can be calculated with the following formula.

$$\sigma'_m = (\sigma'_v + 2\sigma'_h)/3 = \sigma'_v(1 + 2K_0')/3$$

Where σ'_v is the vertical effective pressure; σ'_h is the horizontal effective pressure; K_0' is the earth pressure coefficient at rest or pressure ratio.

1.3.2. Damping ratio

One way to define D is putting in relation with G/G_{max} . This procedure allows describing D trend's using just two parameters. Several studies have been made comparing these two factors utilizing polynomial expressions. No models have succeeded to show the complex relation between PI and D .

The following general equation describes D as a function of G/G_{max} .

$$D = f(G/G_{max}) + D_{min}$$

From shear torsional test results was identified a linear expression which allow the calculation of :

$$D_{min1} = a(PI) + b$$

Where a and b are two parameters, which enable the adaptation to test results, equal to 0.008 and 0.82.

Stokoe et al. 1995, introduced a corrective factor (k) for the D_{min} formula, taking into account the effective value of the confining pressure (because D_{min1} was assessed for $\sigma'_m=100$ kPa)

$$D_{min1} = D_{min1} (\sigma'_m/P_u)^{-k/2}$$

The expression of the following curve is which better fits the data resulting from the torsional test (TS).

$$D - D_{min1} = f(G/G_{max}) = 10,6(G/G_{max})^2 - 31,6(G/G_{max}) + 21,0$$

The following table provides all the parameters necessary for the calculation of the damping ratio and decay curves.

Geologic age	Number of specimens	Variable	Plasticity index, (PI)					
			0	15	30	50	100	150
Quaternary	8	α	0.83	0.87	0.90	0.94	1.04	1.15 ^a
		k	0.316	0.255	0.207	0.156	0.077	0.038 ^a
		γ_{r1} (%)	0.075	0.092	0.108	0.130	0.186	0.241 ^a
		D_{min1}	0.82	0.94	1.06	1.23	1.63	2.04 ^a
Tertiary and older	66	α	1.03	1.04	1.05	1.07	1.11 ^a	— ^c
		k	0.316	0.268	0.227	0.182	0.105 ^a	—
		γ_{r1} (%)	0.031	0.037	0.043	0.051	0.072 ^a	—
		D_{min1}	0.82	0.94	1.06	1.23	1.63 ^a	—
Residual/saprolite soil	48	α	0.79	0.86	0.92	1.01 ^a	—	—
		k	0.420	0.212	0.107	0.043 ^a	—	—
		γ_{r1} (%)	0.039	0.053	0.067	0.086 ^a	—	—
		D_{min1}	0.82 ^b	0.94 ^b	1.06 ^b	1.23 ^b	—	—

^aTentative value; extrapolated from the range of available test data.

^bTentative value; no small-strain torsional shear damping measurements available.

^cLittle or no data available.

Tab. 1.3: damping ratio and decay curve values

CHAPTER 2

Modeling of a foundation pile with inelastic components

One important constraint when designing foundation piles is that these have to stay within the elastic field. However, the formation of plasticized zones can be allowed under certain circumstances.

The seismic movement, which originates in the rigid foundation, goes through the different layers of the soil and produces vibrations in the global system, i.e. in the soil, foundation, and superstructures, in a more complex way that it would occur in absence of structures in the soil.

The soil under the effect of the seismic event moves and forces the piles and the foundation structure underground to move, which act at the same time as a resistance.

Even when elevated structures are not present, the movement of the foundation is different than the three-field, because soil and pile have a different stiffness.

The dynamic action on the pile produces a certain distribution of inflected movement that could even reach the same values of a yield moment. Under these conditions the linear behavior of the material doesn't hold anymore.

The components used to model the foundation pile are the so-called *frame* elements.

Two are the approaches, which support the non-linearity of the material. These are employed in the numeric analysis of structures defined with frame elements: the approach with distributed plasticization and the approach with concentrated plasticization. These models are based on different theoretical frameworks with specific formulations for the inelasticity in a structure. Both approaches are used in case of high intensity seismic events.

The computational program allows one to design tridimensional models based on different formulations. These formulations are:

1. Elastic element coupled with two non-linear springs;
2. Elements with plastic hinge;
3. Elastic elements coupled with two elements with distributed plasticization;
4. Elements with distributed plasticization.

2.1 Concentrated plasticization

This approach was proposed before the distributed plasticization approach within the scope of the first computational applications in the field of seismic engineering.

In the concentrated plasticization model as originally proposed by SCOTT and FENVES (2006) all the inelastic resources are concentrated in the so-called plastic hinge regions with a fixed length in the element.

The finite element can be considered linear-elastic but in its extremities (or wherever it is required) one introduces zones with a non-linear generic behavior (inelastic springs).

This kind of modeling follows from the observation that in general the inflected movements under the action of seismic events and operational loads are heavier in the extremities of the single element when this is a vertical element, although this is not always the case for beam elements.

The so defined elements are placed in points where the movement in the pile is maximum and plasticized springs can form when the moment of plasticization occurs. This takes place at the head of the pile and there where the stratigraphy changes. These points are inferred from a preliminary study with elements with distributed plasticization or chosen according to experience. In contrast to the fiber-based model the designer has to specify a length proportional to the element in which the inelasticity could occur. The elements outside of the zones subjected to the maximum curved stress are modeled instead as elastics. The elastic frame is the following: *elfrm*. This is an elastic beam-column element which has parameters which can be specified by the user or refer to an existing section.

This kind of approach is computationally less expensive than the fiber-based approach which is described in the next section, which results in a less accurate prediction of the non-linear response of the structure.

Another limitation concerns the fact that the inelastic behavior is limited inside non-linear springs. Therefore the propagation of damage caused by the hardening cannot be reproduced. Moreover, the designer has to assume and define a priori the specific model of hysteresis that the plastic will follow.

Given that there moment and bending are related, it is necessary to assign a length to this hinge in which the plastic bending will form; assuming that the bending is constant along the length of the hinge, the plastic rotation is given by the product of the bending times the length which, according to Paulay, Priestley, (1992) can be equal to half of the height of the section.

In order to characterize the frame element with concentrated plasticization, it is required to define the length of the plastic hinge.

This formulation results in a reduction of the analysis time, because the integration of fibers takes place only in both extremities of the element. It also results in a full-control and calibration of the length of the plastic hinge or of the diffusion of inelasticity, which allows us to overcome the localization problems.

A strategy to estimate the length of the plastic hinge consists in using the empiric expression proposed by Paulay and Priestley and analyzed by Scott e Fenves:

$$l_p = 0,08L + 0,022f_y d_b$$

Where:

L is the length of the pile

f_y is the power of yield

d_b is the diameter of the longitudinal bars

Alternatively, according the formulation proposed by COLEMAN e SPACONE [2001] the length of the plastic hinge can be determined by considering the properties of the concrete:

$$l_p = \frac{G_f^c}{0,6 f'_c \left(\varepsilon_{20} - \varepsilon_c + \frac{0,8 f'_c}{E_c} \right)}$$

Where:

G_f^c is the compressing fracture energy caused by the concrete stress multiplied by the inelastic movement:

$$G_f^c = \int \sigma du_i$$

The concentrated plasticization models are not only less expensive to compute, but also enables like to take into account some constraints such as the decay of shear and bending stiffness and the fixed extremities to simulate the extraction of the bars.

The concentrated plasticization is used to identify the damage in the element. This term is used to indicate that the descending curve stress-deformation becomes dependent on the dimension of the element and not only dependent on the material.

A sample of concrete can collapse due to a local mechanism produced by a concentration of forces in a limited region of the body. When this sample subjected to a certain force, it initiates to deform and even to extend in presence of traction, the post-peak global response changes and the test sample breaks faster.

The concentration of forces occurs only within a damage zone of the test sample which is proportional to the compressed area.

2.2 Distributed plasticization

One way to model an entire element such as a beam-column as an inelastic element is to define the inelasticity at the level of the section. The element is modeled with a set of control sections or integration sections, whose non-linear behavior is integrated to obtain the global inelasticity of the frame element. The non-linearity is introduced by non-linear composed bonds at the section level which can be expressed in terms of the characteristics of the stress (N , M , V) and generalized deformations (ε , χ , γ) according to the classical theory of plasticity, i.e. explicitly derived from a fiber section modeling.

An advantage of this approach is that it is not required to specify a length in which the inelasticity of the element could appear, because all the control sections can be integrated in this type of response field. Moreover, the plastic deformations in these elements can spread within the element itself. A method to obtain a more specific response of the individual sections consists in discretizing the element in much smaller domains. The distributed plasticity approach, in fact, requires a subdivision up to fibers or frame elements, which extend along the length of the finite element following the inelastic behavior of a uniaxial material. The stress-strain state of the elements is obtained by integrating the non-linear mono-axial response of the individual uni-axial fibers.

The subdivision into a large number of fibers allows one to adequately model the distribution of mechanical non-linearity due to the materials on the surface of the section. This also happens in a highly inelastic field unlike the concentrated plasticity model.

Each fiber can assume different mechanical-rheological characteristics depending on the material and the position of the fiber within the section, for instance the confined concrete inside the armature or the concrete cover which is non-confined).

Each element is divided into a finite number of segments. For each segment one has to define a control section, which is assumed to be representative of the inelastic behavior of the other sections of the segment, in which the response will be evaluated by numerical integration.

Even if the fiber model is computationally more expensive compared to a compressed plasticity model, it guarantees a more accurate prediction and it does not require a previous calibration of the moment-curvature hysteretic law. It is important to emphasize that the use of a stress-strain law requires the knowledge of some input parameters which are not easily determinable.

There are two different formulations of the modeling of the fiber elements: one is based on stiffness and one is based on flexibility. In the next section the main concepts of the mechanics of rigid bodies in the linear-elastic field are presented, together with the above mentioned modeling approaches.

2.2.1 Mechanic structure references

From the mechanics perspective any structural model is completely characterized when the behavior of equilibrium between external forces and internal stresses, the congruence kinematics between displacements and deformations and the constitutive law which characterizes the mechanical behavior of the structure's material are defined.

As anticipated, the various formulations that make it possible to solve the system of equations and therefore to obtain the solution of the problem are based on two well-defined methodologies:

- The displacement method or stiffness, where the variables of the problem are the displacements of the structure's nodes.
- The method of forces or flexibility method, where the variables of the problem are static components (hyper static reactions);

To explain the characteristics that are the basis of one and the other, it is reasonable to consider material of linear elastic behavior. The following equations detect the 15 variables of the problem (6 components of the stress tensor, 6 components of the strain tensor, and 3 components of the displacement vector):

- The 3 unresolved *equations of equilibrium*:

Obtained by imposing the equilibrium to the translation of any portion of volume of the studied stiff body to which the volume forces are applied:

$$[\partial]^T [\sigma] + [F] = 0 \tag{2.1}$$

Where:

$[\sigma]$ is a vector column which represents the stress tensor:

$$[\sigma]^T = [\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z, \tau_{xy}, \tau_{xz}, \tau_{zy}]$$

$[F]$ is a vector which represents the volume forces

$[\partial]$ is the differential operator

$$[\partial]^T = \begin{bmatrix} \partial/\partial x & 0 & 0 & \partial/\partial y & \partial/\partial z & 0 \\ 0 & \partial/\partial y & 0 & \partial/\partial x & 0 & \partial/\partial z \\ 0 & 0 & \partial/\partial z & 0 & \partial/\partial x & \partial/\partial y \end{bmatrix}$$

$$\sigma_{x,x} + \tau_{xy,y} + \tau_{xz,z} + f_x = 0$$

$$\sigma_{y,y} + \tau_{yx,x} + \tau_{yz,z} + f_y = 0$$

$$\sigma_{z,z} + \tau_{zx,x} + \tau_{zy,y} + f_z = 0$$

- The 6 *equations of kinematic congruence*:

in the hypothesis that small displacements doesn't affect the continuity of the body, the tensor of the deformation can be defined as:

$$[\varepsilon] = [\partial][\eta] \quad [2.2]$$

Where:

$[\varepsilon]$ is a vector which represents the deformation tensor

$[\eta]$ is a vector which represents the displacement

- The 6 equations of *constitutive bond*:

Establishes the linear-elastic link between the stress and strain through matrices of flexibility [C] or stiffness [D], which are inverse operations.

$$[\varepsilon] = [C][\sigma] \quad [2.3]$$

$$[\sigma] = [D][\varepsilon]$$

- The displacement method has as variables the displacement field which is determined by searching for the solution that satisfies the equilibrium. Starting from the equilibrium equations [2.1] and substituting the stress tensor through the constitutive law [2.3] one obtains:

$$[\partial]^T([D][\varepsilon]) + [F] = 0 \quad [2.4]$$

Substituting also the deformation tensor, the undefined equations of equilibrium expressed in terms of displacement become:

$$[\partial]^T([D][\partial][\eta]) + [F] = 0$$

Analytically defining n equations of equilibrium (with n internal nodes) and the static variables are still defined according to the kinematics. Inserting these expressions in the

equations of equilibrium one can just get the unknown nodal displacement. The static variables are related to the kinematic variables through the stiffness. This characterizes the nomenclature of this approach.

The computational model finite element models (FEM) is able to identify the unknown displacement in the nodes (where one has continuity between elements) by means of the expression:

$$[K][u] = [F]$$

$$[u] = [K]^{-1}[F]$$

Where:

[F] is the vector of the equivalent nodal loads

[K] is the stiffness matrix at the element level, whose i-th column, considered as the contribution of the i-th degree of freedom per unit (displacement or rotation), gives the vector of the nodal stresses:

$$[K] = \int_V [B]^T [D] [B] dV$$

[u] Is the unknown vector of nodal displacements.

The displacement of the generic points of the element are not known but may be approximated and defined as a function of the displacement nodes calculated by the program. This is allowed by the shape functions, i.e. by interpolating polynomials appropriately chosen to help one to locate an approximated solution.

$$[u] \approx [\hat{u}] = \sum_k [N_k][a_k^e]$$

Having obtained the displacement field it is possible to find the field of deformations by simply deriving the vector $[\hat{u}]$. Having the deformations it is possible to apply the constitutive law to define the stress field.

Taking into account how the displacement of any point of the finite element, it is possible to define the stress field, known matrix [B], without necessarily going through the strain:

$$[\varepsilon] = [\partial][u]$$

$$[\hat{\varepsilon}] = [\partial][\hat{u}] = [\partial][N][u] = [B][u]$$

$$[\sigma] = [D][\varepsilon] = [D][B][u]$$

- The force method has the field of stress as variable. In this case one starts from the equations of internal consistency in which the constitutive law is replaced. The

steps are more laborious and lead to the definition of the equations of Beltrami-Mitchell, which represent conditions of congruence in terms of voltage. Of the entire equations statically admissible one chooses the equation which satisfies the congruence of Beltrami-Mitchell.

Analytically the force method is the approach used in the basic exercises of the construction science. In case of hyperstatic structure the procedure releases a bond (not necessarily the one inside) and calculates the value of the hyperstatic variable. The variable allows one to respect the congruence of the node in which the constraint is deleted. In this way, when the values of the relative displacements and rotations of remarkable cases is known, it is possible to define n equations (with n number of hyperstaticity) that define the kinematic variables as a function of the static ones. The kinematic variables are related to the static ones through the static coefficient of flexibility. Using the expressions obtained by the equations of congruence it is possible to solve the hyperstatic variables of the problem. When all the hyperstaticity constraints are solved and all the variables are calculated it is possible to obtain the reactions through the balance and solve the whole structure.

2.2.2 Fiber model

There are two different formulations to model fiber elements. The first one is based on its stiffness (also known as displacement-based formulation or DB formulation). The second one is based on flexibility (also known as force-based formulation - FB formulation).

The first formulation is the most used in numeric field and as its name indicates, it provides an imposed field of displacements from which, through considerations of energy, forces on the elements according to the movements are deducted. However, in the second formulation the force field is imposed and the displacements are obtained from a balance of forces in order to verify the congruence equations.

The approach based on the stiffness coincides with what, in the numerical calculation, is defined as an approach to the movement and it is implemented in most of the calculation programs as easily automated and allows one to obtain the solution through a number of equilibrium equations. There are as many equations as internal nodes. The approach consists in imposing the congruency and to solve the equilibrium. The parameters of the stress are defined as a function of the kinematic parameters of the displacement.

The approach based on flexibility uses the forces that define the kinematic parameters as a function of the stress (static parameters) through the coefficients of flexibility. In this case,

in order to obtain the solution, it is necessary to define for each degree of hyperstatic structure one congruence equation. In this way the consistency can be assessed when the equilibrium is imposed.

The practical usage of the method of forces to compute hyper static structures becomes much more complex and laborious, when the hyper static structure has a large size. It is therefore difficult to automatize the computation.

The non-linear behavior is introduced at the level of the sections by means of the constitutive relations of uniaxial fibers. Furthermore, the tensions given by most of the cycles of axial load are a function of axial strain. It is then possible to approximate the field of deformations of the section taking into account the assumptions of Bernoulli, e.g. the maintenance of planar sections after the deformation):

$$\varepsilon_x(x,y) = \begin{Bmatrix} 1 & -y \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} \varepsilon_0(x) \\ \chi(x) \end{Bmatrix} = a(y)e(x)$$

Where:

$\varepsilon_x(x,y)$ Represents the axial strain in the point (x, y);

$a(y)$ Is the matrix that approximates the distribution of the deformation in the section x;

$e(x)$ Is the vector of generalized deformations of the section.

The latter term includes also the axial deformation at the coordinate ($\varepsilon_0(x)$) and the curvature ($\chi(x)$). The vector of the generalized efforts (s(x)) can be obtained at the level of the section. This vector is associated with the generalized deformation ($e(x)$) and it is statically equivalent to the uniaxial tension of the section $\sigma_x(x, y)$. Applying the Principle of Virtual Work the expression that binds the efforts at the level of the section with the basic ones in the element can be written as:

$$s(x) = \int_{\Omega} a^T(y) \sigma_x(x,y) d\Omega = \int_{\Omega} \begin{Bmatrix} 1 \\ -y \end{Bmatrix} \sigma_x(x,y) d\Omega = \begin{Bmatrix} N(x) \\ M(x) \end{Bmatrix} \quad [2.0]$$

Where Ω is the area of the section.

The forces of section s(x) are given by a vector composed of the axial force and the bending moment.

When s (x) is differentiated using $e(x)$ one obtains the stiffness matrix tangent to the section k(x). Since k_{mat} represents the stress-strain relationship of the material, when one applies the rules of differentiation one can get the stiffness of the section as a function of the uniaxial stiffness along the fibers.

$$s(x) = k_{mat} \varepsilon_x(x,y) = k_{mat} a(y) e(x) \quad [2.1]$$

$$k(x) = \int_{\Omega} a^T(y) k_{mat} a(y) d\Omega$$

In the formulation of displacements the procedure to obtain the matrix is direct. This is because the generalized forces of the section are obtained from the generalized voltages.

In the formulation of forces is instead required an iterative approach, because it not possible to directly go from the forces of section to the generalized sectional deformations.

Taking the element beam into account the differential equations of equilibrium of an infinitesimal part of the element can be expressed by the differential equation:

$$D s(x) + f(x) = 0 \quad [2.2]$$

When the differential equilibrium (D) and the vector (f (x)) which contains the components of the loads acting along the element in the x direction and y ($q_x(x)$ and $q_y(x)$) are rendered explicit, one has:

$$\begin{bmatrix} \partial/\partial x & 0 \\ 0 & -\partial^2/\partial x^2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} N(x) \\ M(x) \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} q_x(x) \\ q_y(x) \end{Bmatrix} = 0$$

The equation of compatibility is the dual of the equilibrium and is expressed as:

$$e(x) = D^* d(x)$$

If the differential operator of compatibility (D*) and the vector d(x) which defines the displacement components of the infinitesimal part of the element beam are rendered explicit, one obtains:

$$e(x) = \begin{Bmatrix} \varepsilon_0(x) \\ \chi(x) \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \partial/\partial x & 0 \\ 0 & \partial^2/\partial x^2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} w_x(x) \\ w_y(x) \end{Bmatrix} \quad [2.3]$$

2.2.2.1 Formulation in stiffness

In the stiffness-based formulation as seen in the linear-elastic case, the field of deformation is obtained by the displacement of the nodes at the extremities of the element. In the displacement-based elements is ensured the compatibility of the deformations if the displacement field is imposed on it. The forces on the elements are derived from energy considerations. When the PLV is applied, it is possible to define the algebraic equations that are used by the program. The equilibrium of forces along the element is satisfied only if it is discretized into an appropriate number of finite elements. The high discretization required by this method is one of its limitations. Nevertheless, this step is required to be able to accept the assumption that there is a field of non-linear curvature in each sub-element. If the material is inelastic, it is possible to obtain a higher non-linearity by imposing a displacement field. The displacement field is not be able to define the real deformation starting from the curvature field.

The discretization aims also at approximating the distribution of the curvature induced by the load of distribution along the frame element because in comparison with the formulation based on the forces it is more difficult to take into account the loads acting along the element.

The displacement formulation is based on the functions of the displacement shapes and assumes that the field of displacements is obtained precisely by means of the use of shape functions.

In these elements the stiffness matrix and nodal forces (resisting forces), are obtained by numerical integration through the application of the principle of virtual work (PLV), in which the equilibrium is imposed only in a weak form. The main advantages of using finite elements formulated in terms of the displacement are the following:

- The possibility of describing the spread of plasticity in the element;
- The plasticization is not bound to the definition of critical sections;
- The implementation can be easily done as part of Newton Raphson' s algorithm;
- The displacement field of the finite element is always known through the use of shape functions in the displacements.

By contrast, this approach requires an appropriate discretization that contrasts the error derived from the use of shape functions with linear curvature. In addition:

- In the case of softening is not possible to determine a solution since the bending stiffness of the beam cannot be negative;
- The equilibrium between the nodal forces and the internal stress is imposed in a weak form;
- The approach of integration results in a dependence of the results from the number of sections of Gauss.

The major limitation of the approach regarding the displacement derives from the kinematics hypothesis based on the use of cubic shape functions, which determines a linear distribution of the curvature along the element. This assumption leads to satisfactory results only in the case in which the response of the element is linear or almost linear. However, when the excursions in the plastic field are significant, the distribution of curvature becomes highly non-linear, especially in structures subjected to cyclic loading. The reason is that the used shape functions cannot adapt to an inelastic state in which the element is and are therefore not able of reproducing the actual distribution of the deformations (Neuenhofer & Filippou, 1997). To overcome these problems it is sometimes

necessary to discretize the beam in a mesh of finite elements. However, the use of these finite elements can lead to problems of convergence and numerical stability.

The generalized deformations $e(x)$ of a generic section of the element are approximated as a generic function of the independent displacements. This is because the same displacement field from which the deformation is obtained is approximated and is defined as a function of the independent nodal displacements. The generalized deformations meet the compatibility requirements expressed in the equation [2.3]:

$$e(x) = [\varphi(x)]\{u\} \quad [2.4]$$

$\varphi(x)$ is the matrix which contains the derivatives of the functions of the form [N]. In the case of finite elements this is:

$$[B] = [\partial][N]$$

In order to find the deformations it is necessary to derive the movement defined as a function of [N] and the nodal displacement.

$$e(x) = [\partial]\{\eta\} = [\partial][N]\{u\} = [B]\{u\}$$

The functions of the simplest form which satisfy the previous equation and the boundary conditions are the so called Hermitian polynomials for the transverse displacements ($w_y(x)$) and the linear functions for the axial displacements ($w_x(x)$).

The matrix $[\varphi(x)]$ contains therefore linear functions for the curvature and a constant function for the axial deformation. It is important to notice that these shape functions correspond to the exact solution of the differential equation of a prismatic beam, linear and elastic, subject to concentrated loads at the extremities. Applying the Principle of Virtual Displacements to the equation in [2.4], one obtains the relationship between the forces of the section and the basic forces:

$$X = \int_L \varphi^T(x) s(x) dx \quad [2.5]$$

At the level of the section the incremental constitutive relation is expressed as follows:

$$\Delta s(x) = k(x) \Delta e(x)$$

Where the matrix $k(x)$ is defined by [2.1].

The relationship between the increase of the independent forces and the increments of independent displacements is defined taking into account the corresponding derivative and using the equation [2.4] and [2.5]:

$$\Delta \mathbf{X} = \mathbf{K} \Delta \mathbf{u} = \int_L \boldsymbol{\varphi}^T(x) \Delta s(x) dx = \int_L \boldsymbol{\varphi}^T(x) k(x) \Delta e(x) dx = \int_L \boldsymbol{\varphi}^T(x) k(x) \boldsymbol{\varphi}(x) \Delta u dx$$

$$\Delta \mathbf{X} = \int_L \boldsymbol{\varphi}^T(x) \mathbf{k}(x) \boldsymbol{\varphi}(x) dx \Delta \mathbf{u}$$

Where \mathbf{K} is the stiffness matrix of the beam element:

$$\mathbf{K} = \int_L \boldsymbol{\varphi}^T(x) \mathbf{k}(x) \boldsymbol{\varphi}(x) dx$$

The evaluation of the previous integral is done through the **Gauss** scheme that exploits the position of the points of integration XIP (with the finite element) and the value of their weight WIP. NIP is the number of integration points on the element. In this framework the status of the entire element is derived from the weighted sum of the sectional state which corresponds to the integration points arranged along the element. Figure 2.1 shows the trend of factors of weight and position when the number of integration points, for the schema Gauss varies.

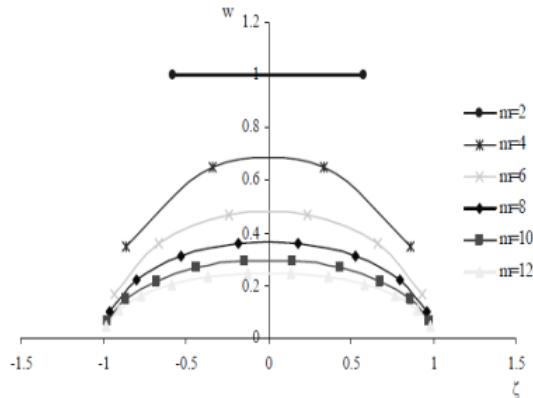


Fig. 2.1: Distribution of the weight factors and position of the points of integration in the Gauss scheme

The sections at the extremities of the element do not have integration points and those that are closest to the edges are characterized by lower weights. In the program used in this thesis to model the pile, the used finite elements have only two points of integration. Figure 2.2 shows this modeling scheme.

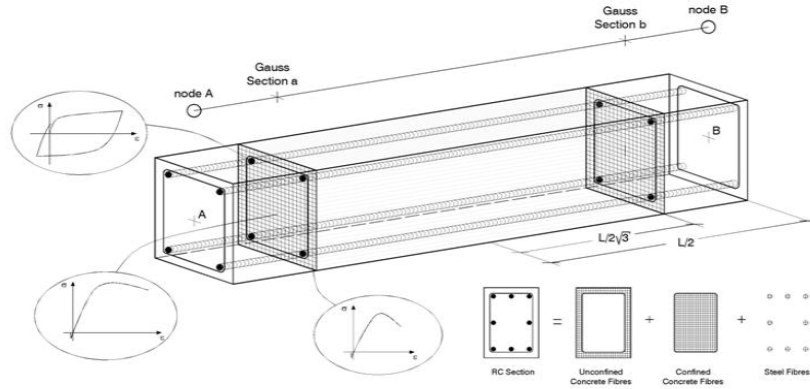


Fig. 2. 2: Fiber modeling of finite elements in SeismoStruct

Since the Hermite polynomials used as shape functions are of third degree, the curvature can be described with at most a linear trend. Therefore, the modeling of the non-linear response is sufficiently complete and accurate if the elements used have a limited length and if more finite elements are used for beams or pillars.

2.2.2.2 Flexibility-based formulation

In the formulation based stiffness the force field has to be imposed and the displacements of the elements are obtained from equilibrium of forces.

Unlike the method based on stiffness, where the displacement field is approximated, in this case the approximation is done for the field of forces, and thus this solves the problem of imposing a curvature profile which does not represent the real inelastic response. The curvatures are the result of the formulation and not simply an initial hypothesis. The functions that reproduce the displacement field change during the analysis when the inelastic deformations spread.

The force-based (FB) approach is able to satisfy at the same time both the undefined equilibrium conditions and those at the boundary with the constitutive relations of the section. Shape functions in the forces have to be used, imposing the congruence of the displacement field by applying the principle of virtual work in weak form. The shape functions are used to describe the evolution of the stress on the element as a function of the nodal forces:

$$s(x) = N_Q(x)Q$$

It is convenient to take into account the loads along the element.

The functions $N_Q(x)$ of interpolation of the forces define constant distributions of axial force and linear bending force moment in equilibrium with the nodal forces Q .

In the case of elastic material, the results obtained with this formulation and the displacement formulation are the same. Unlike the displacement method, when the material is inelastic the approach based on the forces is always precise. The formulation does not depend on the assumption of the constitutive behavior of the material and shall not limit the strain field. The only caveat is that one has to insert a discrete number of integration sections along the element.

The method of the forces ensures accurate predictions also in the case of strongly inelastic behavior when using a reduced number of finite elements. Its limitation is due to the risk of excessive and unrealistic localization of strains compared to the elements formulated in stiffness.

The solution of the initial differential equation [2.2] with the settings for the basic forces illustrated in figure 2.3 is expressed as:

$$s(x) = S(x)X + s_0$$

The matrix $S(x)$ which contains the shape functions can be rendered explicit to produce a linear plot of the bending moment and a constant distribution of axial forces. These shape functions do not depend on and the behavior of the material (linear or non-linear) and are accurate regardless of its characteristics. The term s_0 is the particular solution to the differential equation and represents the field of forces that balances the load along the element. The solution can be written as:

$$s(x) = \begin{Bmatrix} N(x) \\ M(x) \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & \frac{x}{L} - 1 & \frac{x}{L} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} N_j \\ M_i \\ M_j \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} N(x) \\ M(x) \end{Bmatrix}_0$$

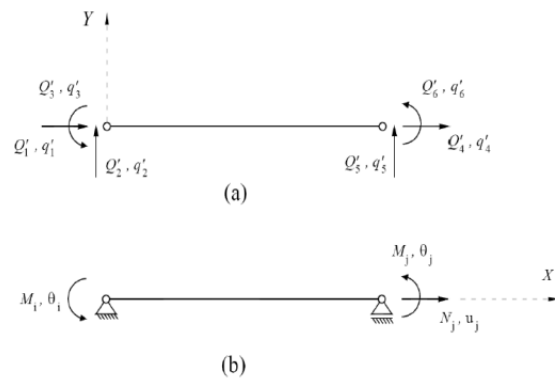


Fig. 2. 3: (a) Forces and nodal displacements in the local reference system, (b) Independent forces or displacements

Applying the Principle of Virtual Work (PCVW) to the above defined equation one can get the expression that defines the independent displacement:

$$u = \int_L S^T(x)e(x) dx \quad [2.6]$$

At the section level, the incremental constitutive relation is expressed by:

$$\Delta e(x) = f(x)\Delta s(x) \quad [2.7]$$

The matrix of tangent flexibility $f(x)$ is the inverse of the stiffness matrix $k(x)$ [2.1]. The incremental relationship that binds independent displacements and independent forces can be expressed by the following relation using the equations [2.6], [2.7] and the equation that defines $s(x)$:

$$\Delta u = F\Delta X = \int_L S^T(x)\Delta e(x)dx = \int_L S^T(x)f(x)\Delta s(x)dx = \int_L S^T(x)f(x)S(x)\Delta X dx$$

$$\Delta u = \int_L S^T(x)f(x)S(x)dx \Delta X$$

F is the matrix element of tangent flexibility.

2.2.2.3 Comparison of iterative processes

The solution of a structural analysis problem with the formulation based on displacements only requires only an iterative process at the structural level, because the corresponding forces can be immediately obtained for elements and sections. From the nodal displacement vector in the local reference frame, q' , it is possible to obtain the corresponding amount of base, u , with the equation:

$$u = C^T q'$$

[2.4] allows one to obtain the deformations generalized $e(x)$ for the control sections. This is the first operation where the characteristics of approximation of $\Phi(x)$ are employed.

Assuming that the constitutive relation of the section is given, one can get the tangent stiffness matrix of the section, $k(x)$ by defining the integral [2.1]. Leveraging the equation [2.0] the vector of generalized forces $s(x)$ can be defined. The tangent stiffness matrix K and the independent forces X is calculated with:

$$\Delta X = \int_L \varphi^T(x)k(x)\varphi(x)dx \Delta u = K\Delta u$$

$$X = \int_L \varphi^T(x)s(x)dx$$

Since the matrix $\Phi(x)$ is not exact, the two previous formulas produce an approximate result, more rigid than the correct solution. The thickening of the mesh in the non-linear analysis is a common method to mitigate this problem. Using the following formula one can calculate the nodal forces, Q' :

$$Q' = CX$$

In the seismic response of frame elements in reinforced concrete the strain field, or more precisely the curvature, can be highly non-linear, especially in the regions of the plastic hinge.

In models based on displacements, in which default displacement functions are implemented, the change of curvature along the finite element is very far from being able to accurately represent the actual curvature field of the structure.

Through the elements based on the forces, the displacement base vector, u , is obtained by q' in a similar way to the formulation previously seen for the DB elements. However, in the flexibility-based formulation iterative procedures are required in all levels (structure, element, section) unlike the stiffness formulation, which requires them only at the structural level.

In the FB formulation is therefore not possible to directly obtain the generalized deformation $e(x)$, because the relationship between the level of the element and the sectional level is given with an approximated equilibrium. This approximation is located between the vectors X and $s(x)$, as expressed in the equation:

$$s(x) = S(x)X + s_0$$

On the other hand it is also necessary to use an iterative procedure to obtain the generalized deformations $e(x)$ from the generalized forces $s(x)$.

A graphic representation of the three levels of analysis in the DB and FB formulations is illustrated in Figures 2.4 and 2.5.

One can notice that in the DB procedure (Figure 2.4) when entering the level of item and section with the displacement, the procedure is direct, whereas the solution is only approximate and the results will be bigger than the real results.

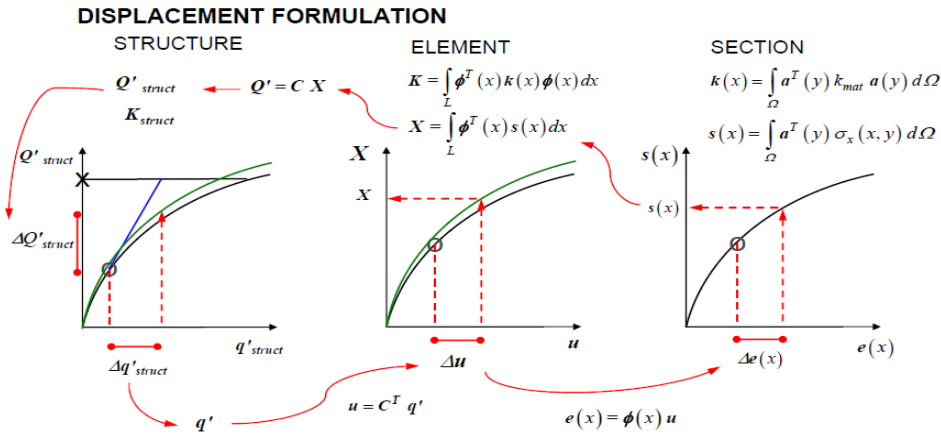


Fig. 2. 4: DB formulation

On the other hand, the FB formulation requires iterations at all levels (Figure 2.5). Although this seems complicated, this formulation leads to the "exact" solution and that means that one does not have any assumption of the curvature field. Moreover, the geometric, mechanical and load matching constraints make of a DB model a stronger and more rigid model than FB, which can be close to the actual result.

From the computational perspective several methods have been proposed by various authors to find the static determination. Each approach requires a solution strategy non-linear able to go beyond the point of maximum. Since the conventional non-linear solution method (Newton-Paphson) cannot go beyond, other techniques are used and this involves a longer computational time when the analysis is performed in the post-peak range.

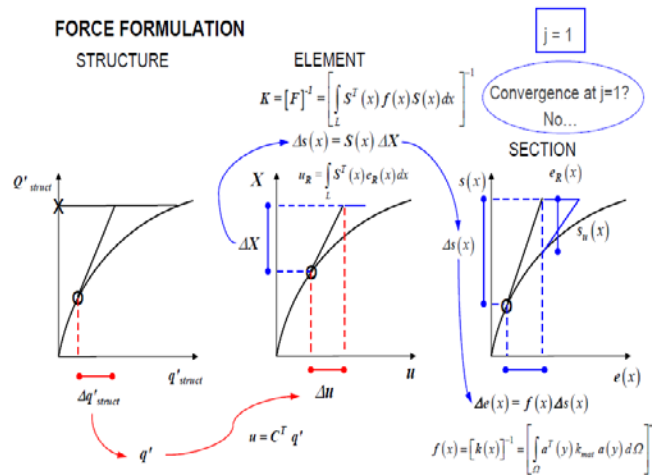


Figure 1.4. Graphical representation of FB procedure with residuals transfer from section level to element level (from [Correia et al., 2007])

Fig. 2. 5: FB formulation

2.3 Localization from the physics perspective

The term "localization" points out evidence of a dependency of the stress-strain curve from the size of the test sample and cannot be considered as a property of the material only.

The deformation of a material that has a softening behavior often occurs in a finite region of the material. Experiments performed on a sample of concrete subjected to compression have shown that it is damaged or collapses due to local mechanisms caused by stress concentration in a limited region. Furthermore, the global response given by the stress-strain curve depends not only on the characteristics of the concrete but also on the size of the test sample. The procedure used for the test doesn't affect the experiments.

Even the shape of the sample influences its behavior. In fact, when the sample has a considerable length the post-peak response of the entire sample becomes steeper or more fragile, leading to a faster fracture. It might be important to notice that the localization has been initially studied for tensile tests and it was only later that concept has deeply comprehended.

The physical phenomena of localization and the effect of the size of the test sample can be observed in both tensile tests and in compression tests.

The compression test performed on two samples of concrete with a different length shows a roughly similar behavior in the part that precedes the peak, while it shows a different post-peak behavior. In fact, when the slenderness of the test sample increases, the behavior becomes more fragile. For both test samples the damage tends to concentrate in areas of an almost equal length. This depends on the type of material. The same behavior occurs in samples subjected to bending and it can be seen in the moment-curvature diagram. Figure 2.6 illustrate this.

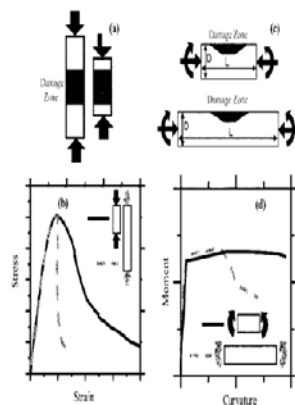


Fig. 2.6

One could change the characteristics, for instance by using concrete of higher strength. This kind of concrete is more fragile than normal strength concrete. The post-peak response becomes considerably steeper. This characteristic may produce serious damage and specific techniques are necessary to detect the response post-peak.

Many models interpret this concentration of deformation as a damaged area within the sample, whose length is proportional to the compressed area. Only in this area the stress-strain curve decays when the post-peak deformations increases. Outside this area the non-damaged concrete unload the stress to keep the equilibrium following a parallel line to the trend of initial stiffness.

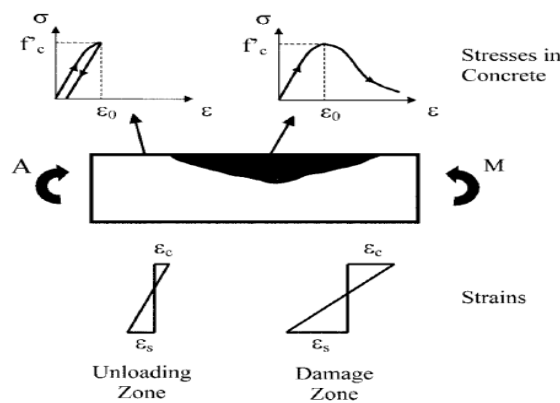


Fig. 2. 7: Distribution of stress and strain in the unloading and damaged area.

It is possible to describe the behavior of the sample through an ascending stress-strain curve for both regions and a descending curve only for the damaged area.

Some studies conducted by Rokugo and Koyanagi (1992) have demonstrated that the shape of the stress-strain curve in the section after the peak load is highly dependent on the height of the test sample and that the overall energy of compression fracture remains almost constant.

The energy of compression fracture is defined as the area below the softening part of the constitutive law of concrete in tension-displacements plane. Figure 2.8 depicts this as the area with post-peak energy.

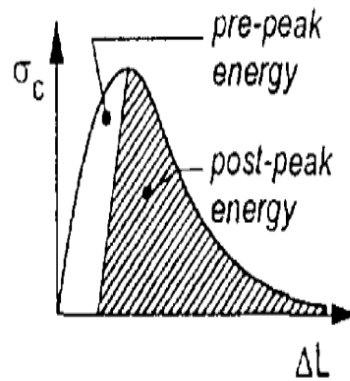


Fig. 2. 8

The experiments in which the concrete eventually breaks show a localization of deformations in the case of traction (where the fracture occurs) and also in the case of compression (where a damaged area takes place).

The localization in the case of uniaxial compression produces effects that depend on the size of the test sample. Indeed, the global response of the sample depends on its length. The longer the specimen is, the steeper the global behavior is. This means that it would be incorrect to describe the behavior post-peak with a stress-strain law without any reference to the size of the element. Such size can be obtained taking into account the concepts of fracture energy.

The concept of constancy of fracture energy in test samples subject to uniaxial compression is widely discussed in the literature. Unlike the case of bending this is not well documented.

2.4 Localization in finite element

The term localization is frequently used in computational mechanics to denote numerical problems that arise in inelastic elements under the same physical constraints, e.g. constitutive Law of the section of type softening. In this context the concentration of the damage is related to the formulation of the element and it is a consequence of the assumptions made for the used finite element.

The term is adequate because the damage, real or calculated, is restricted to a limited area. It would be very useful to be able to correlate the two phenomena. Unfortunately, this correlation is hard to find.

As already stated, the localization in finite elements with distributed inelasticity defines a fictitious concentration of deformation within a specific area.

Finite elements based on the displacement approach such as columns that show a softening behavior are subject to localization when the effort of the peak is reached. This occurs because the deformations tend to concentrate in the mesh element subject to the higher value of bending moment. This happens if one uses a body subject to a high and constant axial stress and a cyclic load, lateral or monotonous, imposed at the free extremity, where it is expected that the curvatures are concentrated at the base of the element. This behavior occurs regardless of the adopted discretization.

Regardless of the number of subdivisions of the deformations are always located in the first element. The response is therefore not objective enough. Therefore, the element has to be discretized thickening the mesh element. The deformations would be concentrated in a smaller area and these should increase to keep constant the value of the displacements. Given that the mesh can be thickened more and more, one would see a continuous increase of the deformations without having a convergence towards a particular value.

When each item based on the displacements is integrated with a number of integration points, the response will be localized in the first control section of the element positioned where the maximum force is given. Even globally the post-peak response is non-objective. The greater the number of mesh elements is, the steeper the answer post-peak will be.

Even in finites element based on the forces, deformations are concentrated at the point of local integration subject to the higher bending moment. In the same way that in the displacement-based formulations, the deformation will be located in the first point of integration which is close to the boundary. In the formulation based on forces, discretization of the structural element are not required even when this is not elastic. A single element can be used to describe a single structural element.

In a similar way to what happens in the DB formulation, the FB elements show a non-objective response.

It is important to notice that in the elements with softening behavior, the curvature and the local deformation at the base of the integration points increase when the number of integration points is increased. Such behavior has also consequences in the global response element. In the post-peak phase an analysis with imposed displacements will lead to different values of lateral force that correspond to the same deformation. The calculated force reduces when the integration points are increased, leading to a sharp decay of the post-peak stiffness.

It is important to point out that in such cases a structural engineer can consider the non-objective response as a lack of numerical convergence, while the non-convergence is a natural result of the mathematical formulation of the two classes of finite elements.

Elements with hardening behavior show instead an objective response. When the mesh is thickened in the displacement approach or when the number of integration sections is increased in the forces-based approach, the response at the local (moment-curvature) and global level (stress-strain) always converges to a single value.

This happens because the second positive bending stiffness causes the diffusion of the deformation in a larger area. In fact, if the element tends to harden any increase of the moment on the extremities of the element can move to the inner sections and localizations cannot therefore occur. Instead, if the behavior is of type softening, as soon as the weaker section reaches its peak capacity, the curvature at the extremities increases whereas the relative time decreases.

Due to the equilibrium the other sections will have to reduce their moments (the moments in the inner sections cannot be higher than those at the extremities). Since the inner sections have not yet reached the maximum moment their discharge phase begins on the ascending branch of the moment-bending curvature. For this reason, the curvature decreases in any internal section while only those at the extremities continue to grow.

In the case of concentrated plasticity modeling the localization does not occur because in these elements it is assumed that the inelastic behavior occur in a finite length of the element, the so-called plastic hinge, which is described by a certain hysteretic trend defined a priori. Therefore, the equivalent inelastic constant curvature will develop along the entire length of the plastic hinge. This prevents the localization of stress and allows one to always obtain an objective global response. It is important to notice that this feature of this kind of modeling is not an advantage when dealing with distributed plasticity. The model is unable to expose an existing physical behavior.

In the case of diffused plasticity the problem of the localization is due to the fact that the model is more advanced and allows one to obtain results more closely related to the physical problem.

The physical localization occurs under the same constraints in which the numerical happens, i.e. for elements having negative secondary stiffness.

These effects are much more pronounced in the modeling of reinforced concrete structures where:

- elements are subject to high axial loads, such as in the columns of a frame subject to seismic action;
- the concrete used has high strength characteristics and a very steep post-peak branch;
- the elements are over-reinforced because the most likely mechanism of failure is crushing.

In all seen cases the convenience of using empirical expressions to calculate the length of the plastic hinge must be evaluated as it may be obtained from different conditions than those previously specified above.

2.5 Loss of objectivity in the FB elements

The problem of localization in the elements with a forces-based formulation can be seen in columns of steel subject to transverse displacement applied to the upper end. A single FB element is required to model.

When the displacement on the top increases, at the base of the column a plastic hinge forms as consequence of the maximum bending moment. Figure 2.9 illustrates the behavior of an elastic-strain hardening element where the shear at the base is shown in relation to the curvature (of the first integration point) and the displacement on the top. The response is objective if there are at least four points of integration, while three points are not sufficient to accurately integrate the integrals of the element.

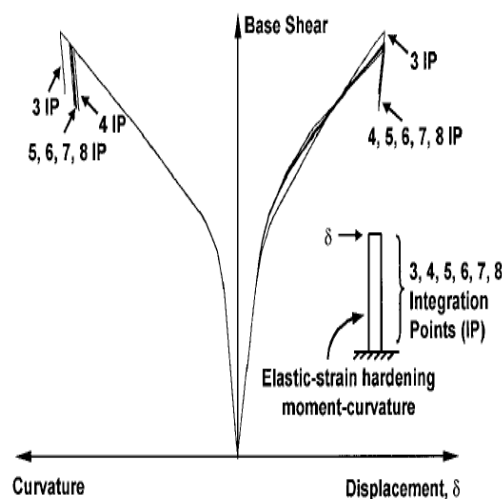


Fig. 2. 9: Test sample with an elastic-hardening behavior

However, the same element characterized by a perfect plastic behavior results in a prediction of the force-displacement response that remains objective, while the peak of curvature demand varies with the number of integration points.

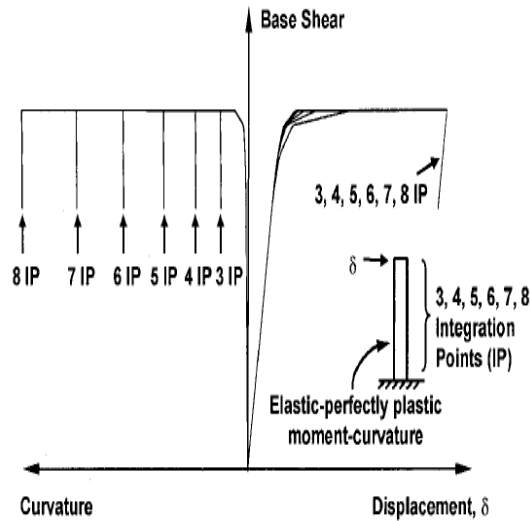


Fig. 2. 10: Test sample with a perfect elastic behavior

The loss of objectivity in the prediction of the curvature shown in Figure 2.10 is due to the location of the inelastic curvature at the base of the point of integration. When the section on the bottom of the column reaches the plasticization moment, the column reaches its carrying capacity. The increase of the displacement at the head of the column causes that the curvature of the integration point at the base grows even if the moment remains constant. The other integration points remain within the linear-elastic field and there is no change in curvature or moment. The length of the integration point of the base, i.e. the plastic hinge, will therefore be a function of the number of integration points used.

If the number of such points increases, the length of the hinge drops and it is required a greater curvature to ensure the same type of displacement at the top.

The distribution diagram of the moment and the curvature along the column are shown in Figure 2.11. The figure also depicts the variation of the number of integration points in the case of a perfectly elastic plastic material.

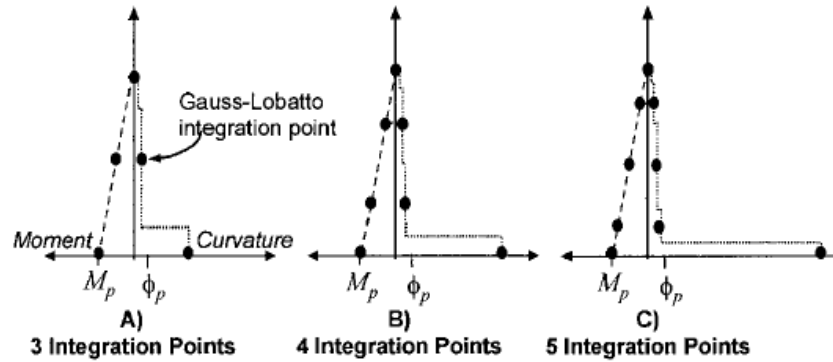


Fig. 2.11

The point ϕ_p represents the plastic curvature at the moment of reaching the value of plasticization. Since the equilibrium is strictly satisfied for FB elements, the bending moment remains linear. When the value M_p of the plastic moment is reached at the base (in the first integration point), the applied force cannot grow and the displacement at the extremities increases in constant load. The moment cannot exceed M_p and the adjacent integration points remain therefore elastic leaving the inelasticity only to the first point of integration. The shift to the head of the column is calculated as the weighted sum of the curvatures in the points of integration. The length of the first point of integration is proportional to the weight w_1 , namely $L_{1p} = w_1 L$.

The distance between the points of integration influences not only the accuracy but also the post-peak response.

For hardening materials the plasticity is distributed over the single point of integration and numerical problems are limited to provide a non-regular response if only a few points of integration are used.

For perfectly plastic materials or materials with a softening response at the section level, the curvature localizes in specific points and the problem of localization is present.

When the moment-curvature response is of type softening, the lack of objectivity is even more pronounced. A response with softening behavior at the section level may occur for example in columns of reinforced concrete which can support a certain weight and are subject to seismic forces. As the number of integration points, the length of the first point of integration decreases, resulting in the growth of the curvatures. The compression stress on the concrete fiber in the plastic hinge increase rapidly. This leads to a rapid decay of the stiffness of the material.

Obviously, finite elements in both approaches require a regularization procedure to allow them to generate consistent results even in the case of softening behavior.

Coleman and Spacone [2001] presented a technique of regularization for FB elements, which modifies the stress-strain relationship in order to maintain a steady release of energy after the phase softening has started.

The idea behind the regularization requires the assumption that the relation stress-strain is characterized by a certain value of fracture energy.

$$G_f^c = \int \sigma du_i = h \int \sigma d\varepsilon_i = L_{IP} \int \sigma d\varepsilon_i$$

The energy can be written in terms of tension and deformation, where h for FB elements is the length of the integration point LIP.

The integral represents the area under the post-peak portion of the stress-strain curve. Inside this area it is possible to distinguish the tension σ of the concrete and the inelastic displacement u_i .

Conceptually, this approach is based on the theory of constant fracture energy. This energy is based on the uniaxial constitutive law proposed by Kent and Park (see Figure 2.12). The behavior that precedes the peak is parabolic, followed by a linear section.

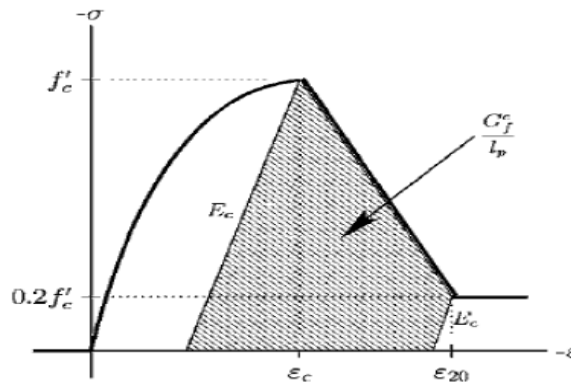


Fig. 2. 12

The proposed procedure requires a change at each integration point in the uniaxial law of concrete, specifying the end of the linear softening through the two coordinates $(0.2 f_c, \varepsilon_{20})$. The last term varies with the weight of the point of integration L_{ip} and with the energy of compression fracture G_f^c (assumed to be known from experimental tests):

$$\varepsilon_{20} = \frac{G_f^c}{0.6f'_c L_{ip}} - \frac{0.8f'_c}{E_c} + \varepsilon_c$$

The above-written expression should be evaluated for each different integration point. However, for those cases in which the plastic hinges form at the extremities of the element, the uniaxial relationship of the concrete must be modified only for fibers end sections at the extremities. Moreover, this kind of sections for elements of different length will require different values of ε_{20} , even if the same number of integration points is used.

This tuning has global consequences on the force-displacement response, whereas at the local level, it is still necessary to post-process the results to get an objective prediction of the curvature required by plastic hinge. The post-processing scales the artificial inelastic curvature by a factor estimates the actual curvature of the element:

$$\varphi = \varphi_e + (scale\ factor)\varphi_i^{MODEL}$$

where:

φ is the total curvature in the region of the plastic hinge, splitted into an elastic component φ_e and an inelastic component given by the model φ_i^{MODEL} . The scaling factor affects the inelastic component.

There exist different formulations to define the scale factor. The change occurs in the transition from double to single curvature and in the considered case one would consider the second possibility, i.e. the formation of a single plastic hinge.

As suggested by Scott and Fennes (2006) [Paulay, Priestley, 1992] a possible expression for the length of the plastic hinge is the following:

$$l_p = 0,08L + 0,022f_y d_b$$

As proposed by Coleman and Spacone (2001) the following expression which takes into account features of the concrete could be used:

$$l_p = \frac{G_f^c}{0,6 f'_c \left(\varepsilon_{20} - \varepsilon_c + \frac{0,8f'_c}{E_c} \right)}$$

CHAPTER 3

Soil Modeling

The procedure used for modeling soil range from soil continuum discretization to linear spring models. Although increases in computational power have reduced the time required for the former, the approach generally remains unattractive to many structural design engineers. The beam on nonlinear Winkler foundation (BNWF) approach is an improvement on the traditional linear spring model. This model takes into account loading and unloading rules, slack zone development, modeling of cyclic degradation and radiation damping and is shown to be capable of representing various response features observed in structure-soil interaction. La representation of the nonlinear behavior of the soil is based on the p-y curve approach. These curves can be obtained, depending of soil type, using theoretical formulation.

The main drawback of this approach is the schematization of the soil continuum with soil reaction that is uncoupled.

For seismic applications the static BNWF model suffers two more disadvantages:

- The inability to consider the cycle-by-cycle soil structure interaction response
- Low performance in modeling problems with significant kinematic interactions

These concerns can be addressed using a dynamic BNWF models.

Various laboratory and centrifuge cyclic-seismic structure-soil interaction experiments (Yan 1990; Gohl 1991; Dou and Byrne 1996; Meymand 1998; Wilson 1998) have shown that the cycle-cycle response is affected by many interaction factors, which must be reliably accounted for dynamic Winkler Models. Example of these factors include cyclic soil degradation-hardening, soil and structural yielding, slack zone development, and radiation damping (Allotey 2006).

Dynamic BNWF models can be grouped into uncoupled models, where the near-field structure-soil interaction response and far-field free field response are determinate separately, and coupled models, where the overall response is determined in a single step. The available models can be generally classified into nonlinear curve models, piecewise-linear models, and Bouc-Wen models (Matlock et al.1978; Kagawa and Kraft 1980; Badoni and Makris 1996; Rha et al.2004;Gerolymos and Gazetas 2005). A detailed discussion on the different formulations can be found in Allotey (2006).

An extension of this approach was recently proposed based on a synthesized generic cyclic normal force-displacement model to extend the capabilities of the dynamic BNWF approach. This model was developed as a stand-alone module to be included in nonlinear structural analysis programs and is implemented in the program SeismoStruct (Seismosoft 2003).

The dynamic BNWF model is a multilinear model with defined rules for loading, reloading, and unloading and can be classified as a degrading polygonal hysteretic model. This model is a compression element and can be used for simulating response of retaining walls, shallow foundations, and piles.

The characteristics of p-y curve are reported in the figure 3.1. This represents the structure-soil interaction curve developed by Allotey and El Naggar. This approach can be characterized in 4 curves: the backbone curve; standard reload curve (SRC); general unload curve (GUC); direct reload curve (DRC).

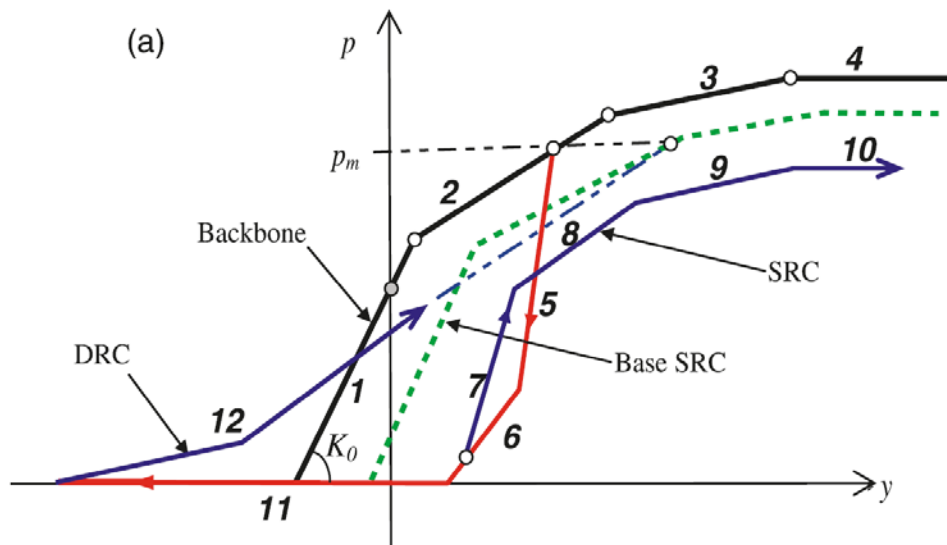


Fig. 3.1: Schematic p-y curve

3.1 Backbone curve

The backbone curve is represented in different models with either a nonlinear or multilinear curve fitted to a specified nonlinear monotonic force-displacement curve. Nonlinear curve models are based on different nonlinear functions, whereas multilinear models can be defined as:

$$p(y) = \sum_{i=1}^j (p_i - p_{i-1}) + \alpha_i K_0 (y - y_i)$$

With

$$j = \max(i) \quad \forall y_i \leq y, j \geq 0$$

Where p and y are the soil reaction and the relative displacement, respectively; (p_i, y_i) are the various nodes of the multilinear curve; α_i is the stiffness ratio of the last multilinear segment; and K_0 is the initial stiffness.

The approach proposed by Allotey and El Naggar use a multilinear curve of 4 segments that can represent two types of behavior:

- monotonic response behavior
- post peak residual behavior

In the following figure segments 1 and 2 are used to model the curve up to peak force, after wich segments 3 and 4 are used to model the post peak behavior.

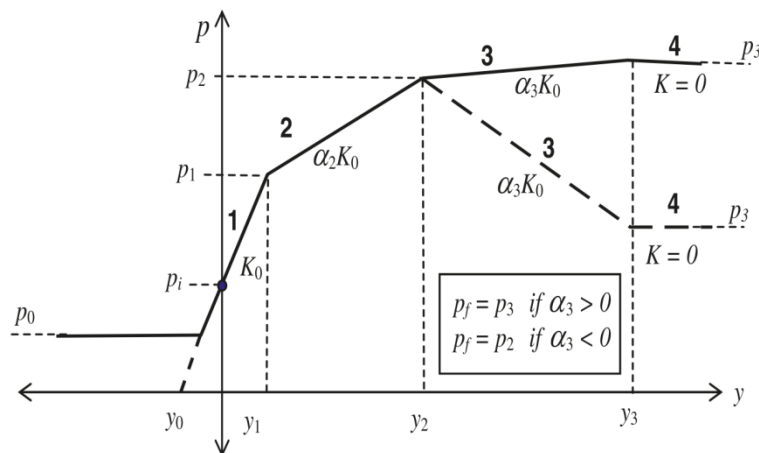


Fig. 3. 2: Schematic of possible forms of the backbone curve

The parameters $(p_0 - p_3, y_0 - y_3, \alpha_0 - \alpha_3)$ can be evaluated by p-y curves utilizing a fitting approach proposed by Allotey (2006) vary according to the soil type.

In the Seismostruct software, the parameters that can be defined utilizing the backbone curve are:

- K_0 initial soil stiffness; this parameter vary for each link element as a function of depth;
- F_c is a ratio of the force at the end of the first segment and the F_y ;
- α is the inclination angle of the first segment between $y_m=b/60$ ed $y_u=3b/80$;
- F_y is the corresponding p_{ult} calculated with the previous formula.

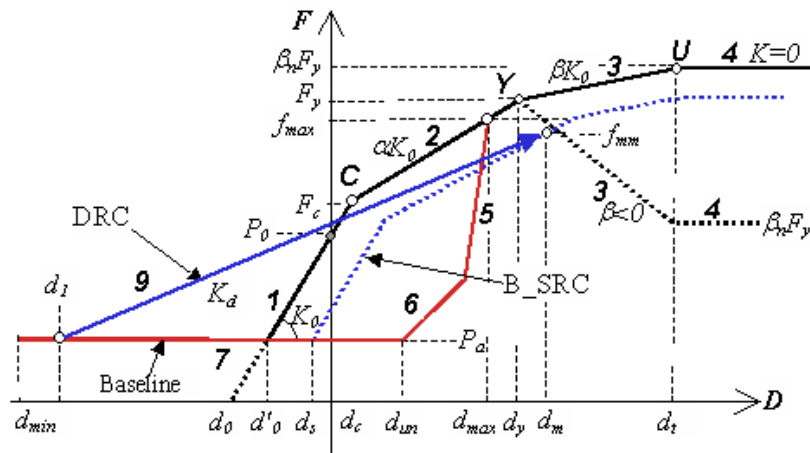


Fig. 3. 3: p - y curve implemented in the Seismostruct software

In the following table are reported all parameters necessary to define the p - y curve:

<i>Curve properties</i>	<i>Reference parameter</i>
Initial stiffness	K_0
Resistance ratio relative to the end force of the first segment	F_c
Soil yielding resistance	F_y
Initial stiffness ratio	P_0
Minimum force ratio	P_a/f_s
stiffness index of the second segment	α
Unloading stiffness factor	α_N
Yielding stiffness index	β
Ultimate soil stiffness index	β_N
Flag setting indicator factor	Flg
initial stiffness index DRC	e_{p1}
Gap	p_1
Soil subsidence parameter	p_2
Stiffness degradation	p_k

Stiffness form parameter	e_k
Resistance degradation	p_s
Resistance shape parameter	e_s
S - N curve slope	k_s
Soil resistance corresponding to S_1 in S - N curve	f_0

Tab. 3.1

The values of the parameters previously reported define the behavior of the link elements. These values are in agreed with those presented in one of the Allotey and Naggar study.

3.1.1 p - y curves for sands

If the soil type is saturated sand, knowing the friction angle ϕ , the soil specific weight γ and the diameter of the foundation pile b , is possible to define the parameters that characterize the backbone curve. From the friction angle can be determinate:

$$\alpha = \Phi/2 \quad \beta = 45 + \Phi/2 \quad K_u = 0.4 \quad K_\alpha = \tan^2(45 - \Phi/2)$$

And the ultimate resistance of the soil as the minimum value between:

$$p_{xt} = \gamma z \left| \frac{K_u z \tan \phi \sin \beta}{\tan(\beta - \phi)} + \frac{\tan \beta}{\tan(\beta - \phi)} (b + z \tan \beta \tan \alpha) + K_u z \tan \beta (\tan \phi \sin \beta - \tan \alpha) - K_\alpha b \right|$$

$$p_{xt} = K_\alpha b \gamma z (\tan^2 \beta - 1) + K_u b \gamma z \tan \phi \tan^3 \beta$$

The curves define in equation [3.1] and [3.2] intersect at z_t depth. Over this depth equation [3.1] is valid; under z_t is valid equation [3.2].

The soil yielding resistance F_y , corresponds to theoretical p_{ult} (for the ultimate displacement $y_u=3b/80$) define by the following formula:

$$p_{ult} = \bar{A}_c p_s$$

Where \bar{A}_c is define in table 3.1.

Another value necessary to define the curve is p_m corresponding to y_m ($b/60$), with the following formula:

$$p_{mz} = B_s p_s$$

Where B_s is define in table 3.1.

z/D	0	0,55	1	1,5	2	2,5	3	4	5
A_s	2,9	2,55	2,18	1,8	1,54	1,3	1,1	0,94	0,88
B_s	2,22	1,85	1,55	1,27	1,05	0,88	0,72	0,53	0,5

Tab. 3. 2

At this point the linear segment of the p-y curve, corresponding to y_m and y_{ult} displacement is complete.

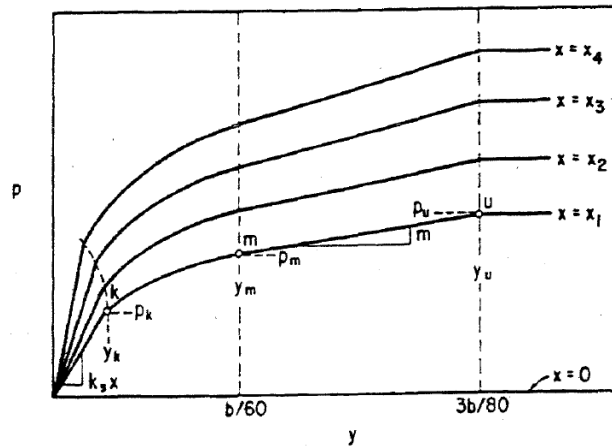


Fig. 3. 4: Characteristic shape of p-y curves for static and cyclic loading in sand

The first linear segment of the curve in figure 3.3 is defined by the stiffness variation as function of depth. This value corresponds to the first point of the second curve (with an y_k displacement).

Using an appropriate value of k_{py} (define in table 3.2), the initial straight-line portion of the p-y curve can be established:

$$p = (k_{py}z)y$$

Relative density	Loose	Medium	Dense
k_{py}			
[MN/m ³]	5,4	16,3	34

Tab. 3. 3

The trend in the second segment follows a parabolic expression:

$$p = \bar{C}y^{1/n}$$

For this part of the curve is necessary the definition of the following parameters:

$$\alpha = \frac{p_u - p_{uk}}{p_u - p_{uk}} \quad \beta = \frac{p_{2m}}{\alpha p_{2m}} \quad \bar{c} = \frac{p_{2m}}{p^{2/3}} \quad y_k = \left(\frac{c}{k_{py} z} \right)^{\frac{n}{n-1}}$$

3.1.2 p-y curves for soft and stiff clays

If soil type is soft or stiff clay, *p-y* curves definition must be done taking into account the mean strain. This value is obtained from laboratory compression tests. Typical values for ϵ_{50} are listed in table 3.3. This strain value is used for the determination of the y_{50} displacement:

$$y_{50} = 2,5 \epsilon_{50} b$$

The undrained shear stress, C_u , vary with depth and needs to be determinate at each soil layer.

The $C_u/\sigma'_v=0,22$ ratio is valid to *non-consolidate* clays and is used to determinate the undrained shear stress far from soil surface.

For *consolidate* and *overconsolidate* clays the OCR ratio must be taking into account. The following formula defines the undrained shear stress in these two cases:

$$C_u = 0,22 \sigma'_v OCR^{0,8}$$

Average value of		
Consistency	kPa	ϵ_{50}
Soft	< 48	0.02
Medium	48-96	0.01
Stiff	96-102	0.005

Tab. 3. 4

p-y curves for clay have different formulation depending on the case.

For *static* case is possible to determinate the ultimate soil resistance in relation with piles length. This is obtained considering the minimum value of the following formulas:

$$p_{ult} = \left[3 + \frac{Y'}{C_u} z + \frac{J}{b} z \right] C_u b$$

and

$$p_{ult} = 9C_u b$$

Where

γ' is the soil specific weight;

b is the pile diameter;

z is the p-y corresponding depth;

J is a coefficient (determined by Matlock) that assumes a value of 0,5 for soft clays and 0,25 for medium-stiff clays.

The determination of p_{ult} allows the description of the curve as follow:

$$\frac{p}{p_{ult}} = 0,5 \left(\frac{y}{y_{50}} \right)^{1/3}$$

The value of p remains constant when the displacement exceeds the $y = 8y_{50}$ value.

The API representation may be used to determinate the necessary parameters to characterize the p-y curve inside the program.

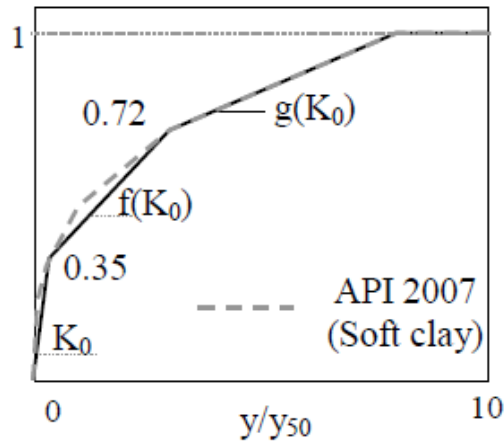


Fig.3. 5: API scheme

For the *dynamic* case the curve construction is similar to the static case but takes into consideration values under $0,72p_{ult}$.

z_r is a reference value that represent the limit transition point.

$$z_r = \frac{6C_u b}{(\gamma' b + J C_u)}$$

If the considering depth is equal or greater than z_r , p is equalize to $0,72p_{ult}$ for each value of y greater than $3y_{50}$. Otherwise p decrease linearly from $0,72p_{ult}$ ($y = 3y_{50}$) to the value of the following formula, corresponding to $y = 15y_{50}$.

$$p = 0,72p_{ult} \left(\frac{z}{z_r} \right)$$

All values over this limit remain constant.

In the following figure is characterized the p-y curves trend for soft clays (fig.3.5).

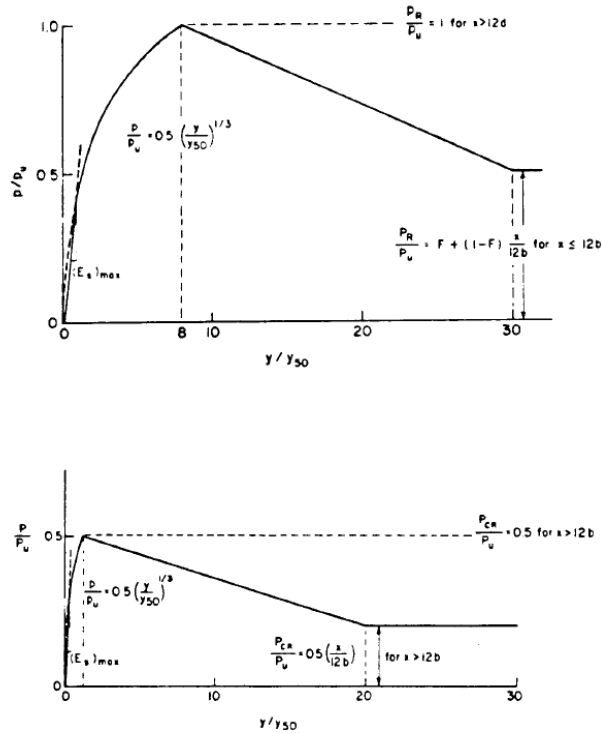


Fig. 3.6

3.2 Standard reload curve and general unload curve (SRC e GUC)

The approach used to derive unload and reload curves is an adaptation of Pyke's (1979) approach. The following figure [3.6] shows an example of the reloading curve, termed the standard reload curve (SRC), and the unloading curve, termed the general unload curve (GUC).

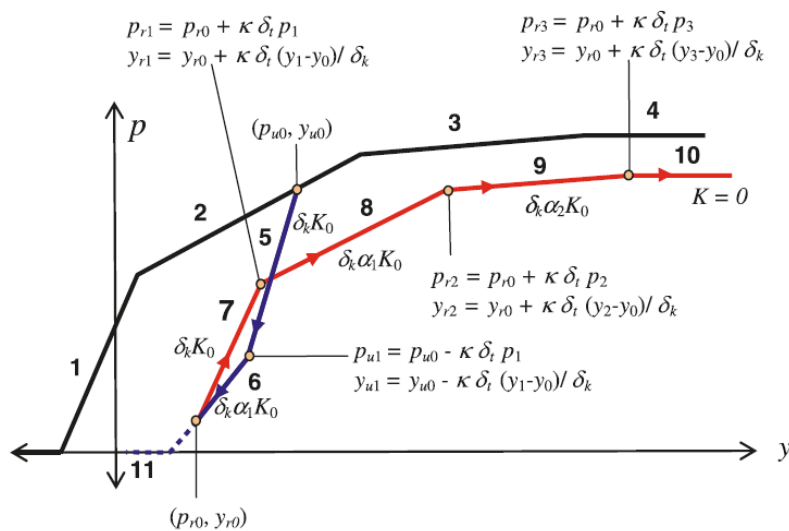


Fig. 3.7: SRC e GRC schematization

These curves are derived from the backbone similar. The scale factor is based on Pyke's modified method that allows considering strength degradation:

$$k = 1 \pm \frac{p_{sr}}{p_f}$$

Where the plus (+) and minus (-) signs denote unloading and reloading, respectively. For monotonic backbone curves, SRC is comprised of four segments, segments 7-10; for backbone curves exhibiting a post peak behavior, the SRC is comprised of three segments, segments 7-9 (i.e., segments 9 and 10 are merged). The expression if the coordinates of the nodal point (p'_i, y'_i) of a degraded multilinear curve can be derived as follow:

$$p'_i = \sum_{i=1}^j \delta_i (p_i - p_{i-1}) ; y'_i = \sum_{i=1}^j \frac{\delta_i (p_i - p_{i-1})}{\delta_k}$$

$$j = \max(i) \quad \forall y_i \leq y, j \geq 0$$

Figure 3.6 shows equations for the various nodes of the SRC ($p_{r1}, y_{r1}; p_{r2}, y_{r2}; p_{r3}, y_{r3}$) and GUC (p_{ul}, y_{ul}).

When SRC crosses the initial backbone curve, two options exist:

- Follow the original backbone curve
- Continue along the SRC (i.e., for hardening conditions)

An expression fir the origin of the current base-SRC was developed using a large database compiled by Long and Vanneste (1994) of one-way, two-way, and intermediate constant cyclic load tests on piles in sand. Long and Vanneste noted that *soil cave-in* was linked to the type of loading. Based on their study, the origin of the current base-SRC, y_{rl} , was derived by Allotey (2006):

$$y_{rl} = y_c + h_L (y_{un} - y_u)$$

$$h_L = \frac{1}{1 - A\Phi_h}$$

$$\Phi_h = \frac{y_{max} - y_{un}}{y_m + y_{un} - 2y_u}$$

Where h_L is a hyperbolic function that depends on the *soil cave-in* parameter, A ($A \geq 0$), and the cyclic loading ratio, Φ_h ($\Phi_h = -1$ for two-way loading, and $\Phi_h = 0$ for one-way loading).

Figure 3.7 shows curves for $\Lambda = 1, 5$; and 10 ; $\Lambda = 5$ gives the best-fit to the mean estimates of Long and Vanneste (1994). The condition of no soil cave-in with pure gap development is represented by $\Lambda = 0$.

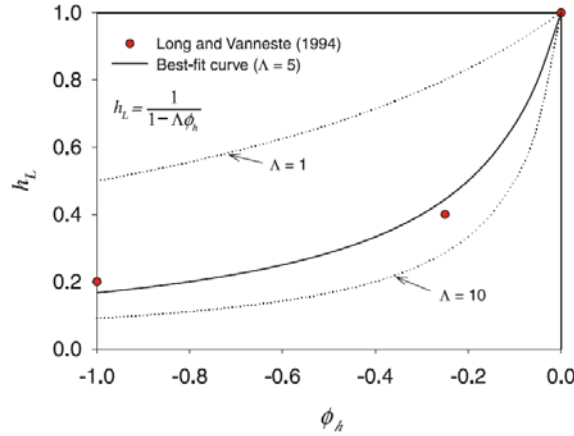


Fig. 3.8: Empirical hyperbolic curve for estimation of the origin of the current base-SRC

3.3 Direct reload curve (DRC)

The direct reload curve (DRC) simulates soil reactions to the foundation moving in the slack zone. The DRC starts immediately after movement at the minimum force level in the negative-direction ends. The DRC is designed as a convex strain-hardening curve that is controlled by a limiting force parameter λ_f ($0 \leq \lambda_f \leq 1$), which is referenced to the past maximum force, and a curve shape parameter, λ_s ($0 \leq \lambda_s \leq 1$) to control the DRC shape. Both parameters control the shape of the hysteresis loop formed. For a fully unconfined response or pure gap, $\lambda_f = \lambda_s = 0$ (pile embedded in clay), and for fully confined response, $\lambda_f = \lambda_s = 1$ (piles embedded in sand). Both parameters vary between 0 and 1 with soil type and depth, based on the expected amount of soil cave-in and dilatancy effects.

Through this schematization is possible to describe the pile-soil interaction, and consider also the gap and soil cave in effect. Figure 3.8 shows two possible SRC curve (A or B).

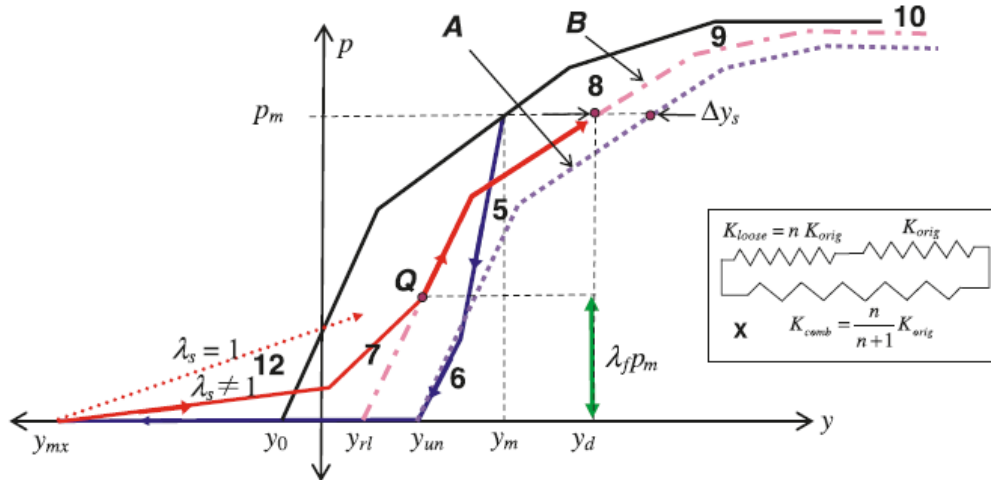


Fig. 3.9: Schematic of direct reload curve with inset X showing two-spring analogy

Curve A represents the SRC for a foundation that moves back to meet the soil at the point where it separated (this represents a stable pure gap). Curve B is offset from curve A to the left by Δy_s and represents the loading path due to soil cave-in; this offset increases with an increase in magnitude of soil cave-in.

The strain-hardening behavior can be represented by two springs in series:

- A left-hand spring representing the loose cave-in soil
- A right-hand spring representing the original soil

Initially the combined stiffness of the two springs is controlled by the loose soil and experiences most of the deformation, leading to its densification. The stiffness of loose soil thus increases and approaches that of the original soil. However, because the compressed soil under a mean confining pressure similar to that of the original soil occupies a finite volume of the gap formed, the response follows curve B instead of A. The DRC ends at the point where it intersects the current base-SRC.

3.4 Modeling of cyclic degradation

Cyclic degradation D represents the accumulate damage during a loading-unloading cycle. The incremental damage ΔD , for the current half-cycle loop can be calculated as (Allotey, 2006):

$$\Delta D_{i,i-1} = \frac{1}{2n_f S_i} \quad S_i = S_{r_i} - S_{r_{i-1}}$$

Where N_f is the number of cycles to failure at a cyclic force ratio of S_i , S_{r_i} and $S_{r_{i-1}}$ are the beginning and ending force ratios for the current half-cycle loop, respectively. The value of N_f is obtained from the failure condition curve (S-N curve from cyclic triaxial or simple

shear test). Its defined by the cyclic force ratio at $N = 1$, S_I , and the negative slope of the failure condition line. Two possible forms of the failure condition curve are a logarithm-logarithm model (Sharma and Fahey 2003) and a semilogarithm model (Hyodo et al. 1994). A stress independent elliptical degradation function (Allotey 2006) is then used to evaluate the stiffness and strength degradation factors represented in the following formula:

$$\delta_{\zeta} = 1 + (\delta_{m\zeta} - 1)[1 - (1 - D)^{\theta_{\zeta}}]^{1/\delta_{\zeta}}$$

Where ζ stands for k or t (stiffness and strength degradation factors, δ_k and δ_t respectively), $\delta_{m\zeta}$ is the minimum or maximum amount of degradation, and θ_{ζ} is the curve shape parameter.

The parameters used in estimating the cyclic soil degradation are based on physical quantities, unlike derived variables such as cumulative ductility or dissipated hysteretic energy used in other models (Gerolymos and Gazetas 2005). The following table shows typical ranges for the degradation model parameters, assuming that cyclic degradation is mainly due to *free-field* degradation effects.

Parameter	Range
Saturated sand	
η_{SN}	0.3-0.4
S_I	0.8-1.2
$\theta_k = \theta_t$	0.7-1.1
Undrained	
η_{SN}	0.07-0.15
S_I	1
θ_k	1.5-2.5
θ_t	0.75-0.95

Tab. 3.5

CHAPTER 4

Case Study

Foundation pile embedded in a layered soil subject to the passage of seismic waves was considered in this study. The developed cases can be subdivided in 3 series. Series 1 corresponds to a two-layer soil case. Series 2 corresponds to the parametrical study and Series 3 to a three-layer soil case. In all series the diameter of the pile section, the layer thickness, the cyclic loading and the wave propagation velocities varies to evaluate which one of these parameters is more influentially for structure-soil interaction.

In the following paragraphs all the input values utilize for modeling are described.

4.1 Accelerograms selected

Two different accelerograms, with similar acceleration amplitude but different time domain distribution, were selected. The first one is from Irpinia, the second from Montenegro. In the software, an acceleration-time distribution was assign for each link element. The following figures are illustrated an acceleration-time distribution for a 7 meters depth for each seismic event.

1) Irpinia accelerogram – depth: 7 meters

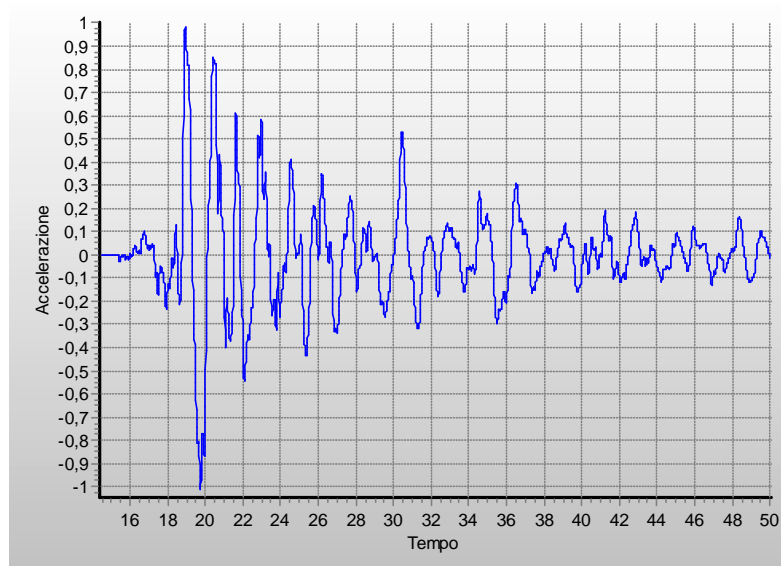


Fig 4.1:Irpinia acceleration distribution

2) Montenegro accelerogram-Depth: 7 meters

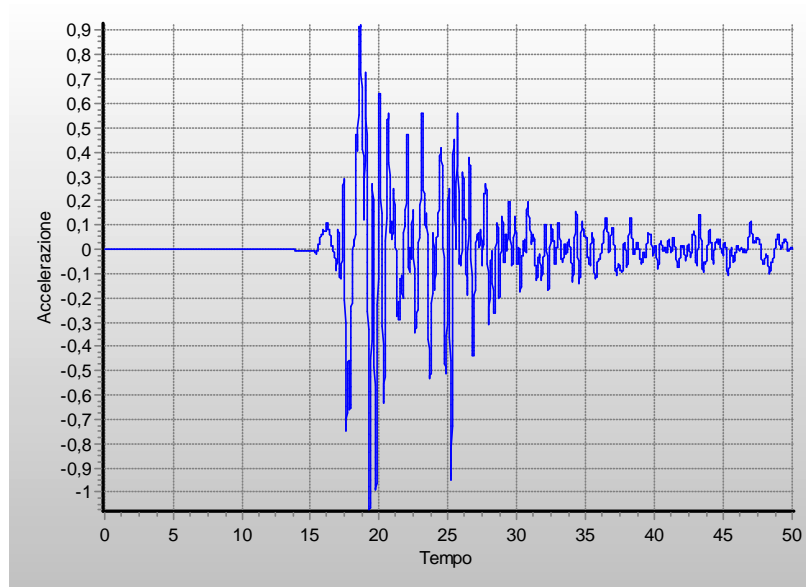


Fig 4.2: Montenegro acceleration distribution

Cyclic loading was applied just for horizontal direction (“x” direction). This not represent a real seismic event, but allows to determinate a pure soil response in the horizontal direction.

4.2 Pile Modeling

The structure element considered in this analysis is a single foundation pile. Free to move at the head, fixed at the base. The restraints at the base are the rotation around the “z” axis and the translation in the same direction.

The pile is modeled using inelastic frame elements based of *FB formulation*. The pile was subdivided in 20 *rccs* type cross-sections (*rccs*: circular concrete section). The ends of every section coincide with two consecutive nodes. The local axis that identifies the frame element and the positioning are shown in figure 4.1 (directions 1, 2, 3 coincide, respectively with z,y,x axis).

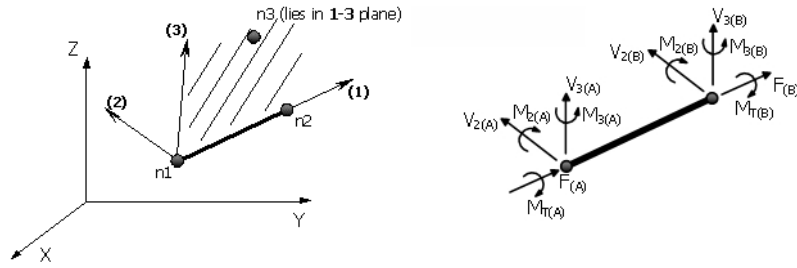


Fig. 4.1

4.2.1 Materials

To define concret's constitutive law, the Mander model was used. This is a uniaxial nonlinear constitutive law with constant confining (proposed by Mander et al. 1988) with cyclic laws (proposed by Martinez-Rueda and Elnashai 1997). The confining effects due to the shear armor, are taking into account assuming a constant confining pressure law in the stress-strain field.

The mechanics characteristics are defined by the following parameters:

- f_c , cylinder compressive strength of the material;
- f_t , tensile strength of the material (can be estimated from f_c);
- E_c , initial stiffness modulus;
- ε_c , peak deformation value for non-confine peak pressure;
- γ , specific weight of the material;

The confining factor depends of the shear armor distribution. Spiral shear armor with a 25 cm step was selected. In table 4.1 the material properties are reported.

Concrete properties	C25/30	Values
Cylinder compressive strength f_c [MPa]		25
Tensile strength f_t [MPa]		0
Peak deformation ε_c [m/m]		0,002
Confining factor k_c		1,151
Specific weight [kN/m ³]		24,9

Tab. 4. 1: Concrete properties

Figure 4.2 shows the constitutive model used.

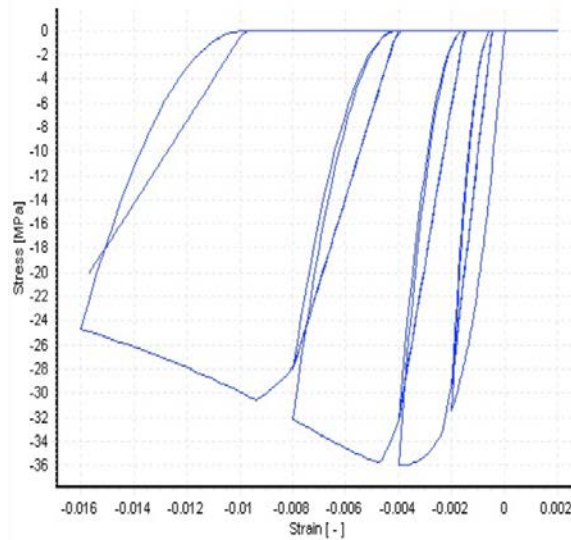


Fig. 4.2

Concrete steel, as described in § 7.6.1.2 from NTC08 (*Italian regulations*), must be a B450C type. This type is defined by a uniaxial stress-strain bilinear model with cinematic hardening. In this model the elastic segment remains constant during the loading phase, and the cinematic hardening law for the yielding surface is assume to as a function of linear increase of plastic deformation.

The mechanic characteristics of the material are defined by the following parameters:

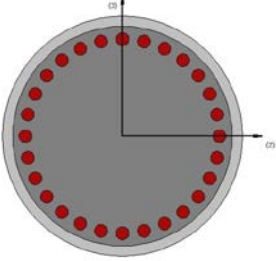
- E , initial stiffness;
- f_y , yielding resistance;
- μ , hardening factor;
- ε_{ult} , collapse buckling strain;
- γ , specific weight of the material;

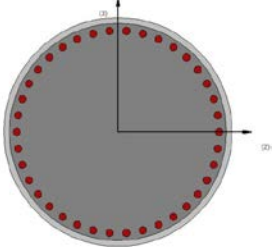
Steel properties	B450C	Valori
Initial stiffness E_s [kPa]		$2,1 \cdot 10^8$
Yielding resistance f_y [MPa]		450
Buckling strain ε_{ult}		0,12
Hardening factor μ		0,005
Specific weight γ [kN/m ³]		78

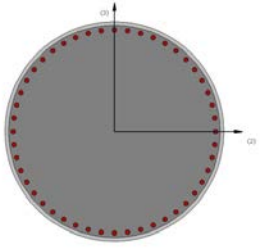
Tab. 4. 2: Steel properties for concrete.

4.2.2 Selected cross-section

The cross-sections corresponding to different diameters are illustrated as follow. The concrete cover assumed is 2,5 cm and the design armor was selected in compliance with the Italian regulations (§7.2.5 from NTC08, A_{min}). To avoid pile plasticization and allow model convergence in every loading step, was used a high performance armor.

Foundation pile characteristics		
Diameter [m]	0,6	
length [m]	20	
$EJ_2 = EJ_3$ [kNm ²]	163769,890	
EA [kN]	7278661,771	
Cross-section weight [kN/m]	8,236	
Armor	28 Φ 32	

Foundation pile characteristics		
Diameter [m]	1	
length [m]	20	
$EJ_2 = EJ_3$ [kNm ²]	1263656,558	
EA [kN]	20218504,920	
Cross-section weight [kN/m]	21,179	
Armor	38 Φ 32	

Caratteristiche palo di fondazione		
Diameter [m]	1,5	
length [m]	20	
$EJ_2 = EJ_3$ [kNm ²]	6397261,322	
EA [kN]	45491636,071	
Cross-section weight [kN/m]	46,052	
Armor	48 Φ 32	

4.3 Soil modeling

The soil deposit at the base, where the pile is embedded, reaches the 30 meters depth under the surface. This layer is characterized for a higher shear velocity.

Soil modeling was made utilizing link elements based on dynamic BNWF model. This model takes into account the non-linear behavior of the soil. Two link elements were model for each pile section, one in the “x” positive direction, the other in the “x” negative direction. This elements present an infinite stiffness corresponding to direction 2 (2≡y) and 1 (1≡z), and a variable stiff for direction 3 (3≡x).

4.3.1 Soil characterization

The characterization of the soil through degrading shear modulus curves is extended until the position of the bedrock (- 30 meters). This complete characterization was necessary to elaborate the *free-field* accelerations that have to be applied to every single link element.

Italian regulation (NTC2008) suggests the utilization of the following formula to classify the soil deposit.

$$V_{r30} = \frac{30}{\sum_{i=1}^n \frac{h_i}{V_i}}$$

Where:

h_i is the thickness of the i-th layer;

V_i is the shear propagation velocity relative to the i-th layer until 30 meters depth.

In the following paragraph are described all the cases analyze in this thesis.

4.3.2- Series 1 : 2-layer soil case

In this case is considering a two-layer soil with contrasting mechanical characteristics.

In this series 18 models was developed varying the pile diameter, the deposit thickness and the two-layer soil impedance. In the following table are reported all the cases corresponding to this series.

CASE	Layer thickness[m]	Pile diameter	V_s	Deepest layer	V_{s30} [m/s]	Soil category	γ [kN/m ²]	Φ [°]	C_u
S4	8	60/100/150	100	$V_s=400$ m/s	222,22	C	18	-	0,22
			200		315,79	C	19	33	-
S5	15	60/100/150	100	$\gamma=$ $20kN/m^2$	160,00	D	18	-	0,22
			200		266,67	C	19	33	-
S6	18	60/100/150	100	$\Phi=35^\circ$	142,86	D	18	-	0,22
			200		250,00	C	19	33	-

Low-stiffness ($V_s=100$ m/s) represents a clay soils. These are characterize for an undrained shear resistance variable with depth ($C_{u(z)}$). This resistance can be define by the following formula:

$$C_u = 0,22 \sigma'_v$$

For *normalconsolidate* or *overconsolidate* clays the OCR must be taking into consideration.

$$C_u = 0,22 \sigma'_v OCR^{0,8}$$

An OCR equal to 3 was considered for the first 3 meters of the surface layer.

4.3.3 Series 2: Parametric analysis.

The parametric analysis is based on the results of the first series plus the results of 15 complementary cases. The following table shows cases considered.

Analisi aggiuntive – Diametro : 40 cm

CASE	Layer thickness[m]	Pile diameter	V_s	Deepest layer	V_{s30} [m/s]	Soil category	γ [kN/m ²]	Φ [°]	C_u
S4	8	40	100	$V_s=400$ m/s	222,22	C	18	-	0,22
			200		315,79	C	19	33	-
S5	15	40	100	$\gamma=$ $20kN/m^2$	160,00	D	18	-	0,22
			200		266,67	C	19	33	-
S6	18	40	100	$\Phi=35^\circ$	142,86	D	18	-	0,22
			200		250,00	C	19	33	-

Analisi aggiuntive – Impedenza 8

<i>CASE</i>	<i>Layer</i> <i>thickness[m]</i>	<i>Pile</i> <i>diameter</i>	V_s	<i>Deepest</i> <i>layer</i>	V_{s30} [m/s]	<i>Soil</i> <i>category</i>	γ [kN/m ²]	Φ [°]	C_u
S4	8	60/100/150	100	$V_s= 800$ m/s $\gamma= 22,5$ kN/m ² $\Phi= 37^\circ$	279,07	C	18	-	0,22 σ'_v
S5	15	60/100/150	100		177,78	D	18	-	0,22 σ'_v
S6	18	60/100/150	100		153,85	D	18	-	0,22 σ'_v

4.3.4 Series 3 : 3-layer soil case.

In this series was considered a three-layer soil with equal impedance between consecutive layers (impedance remains constant). The first interface depth is at 5 meters below the surface. The second interface depth is at 15 meters under the surface.

The following table illustrates the analyze cases.

<i>CASE</i>	<i>Layer</i> <i>thickness[m]</i>	<i>Pile</i> <i>diameter</i>	V_s	<i>Deepest</i> <i>layer</i>	V_{s30} [m/s]	<i>Soil</i> <i>category</i>	γ [kN/m ²]	Φ [°]
S7	$h_2= 15$	100	$V_s= 100$ m/s $\gamma= 18$ kN/m ² $C_u=$ 0,22 σ'_v $h_1= 5$	$V_s= 400$ m/s $\gamma=$ 20kN/m ² $\Phi=$ 35°	230,77	C	18	30
		200			307,69	C	20	33

In the next chapter all series results are reported.

CHAPTER 5

Results-discussion

Series 1: maximum bending moment varying layer interface depth and pile diameter.

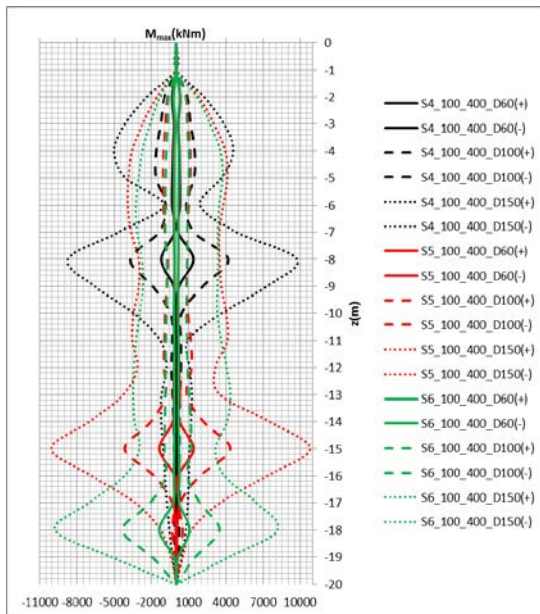
Caso A1: Comparison between maximum bending moments.

Soil impedance: $V_{s2}/V_{s1}=4$

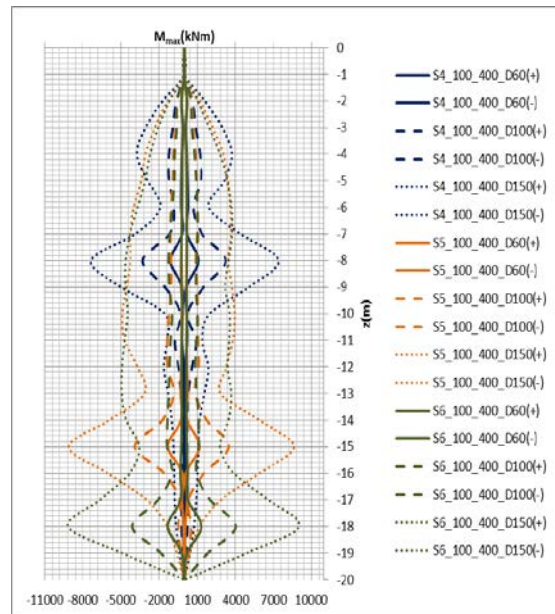
Selected accelerograms: Irpinia and Montenegro

Interface depth considered: 8-15-18 meters

Irpinia



Montenegro



Description of results: these plots shown the global trend of bending moment obtained from the dynamic time-history analysis, varying pile diameter and soil deposit thickness (interface depth) of two layers with contrasting stiffness. The considering cyclic loading corresponds to both accelerograms. Figure at left side on the top, corresponding to the Irpinia accelerogram, shows a quite symmetrical distribution on negative and positive fibre. The small variation that can be observed is resulting at the not regular distribution in time domain of accelerations, something that occurs in real seismic events.

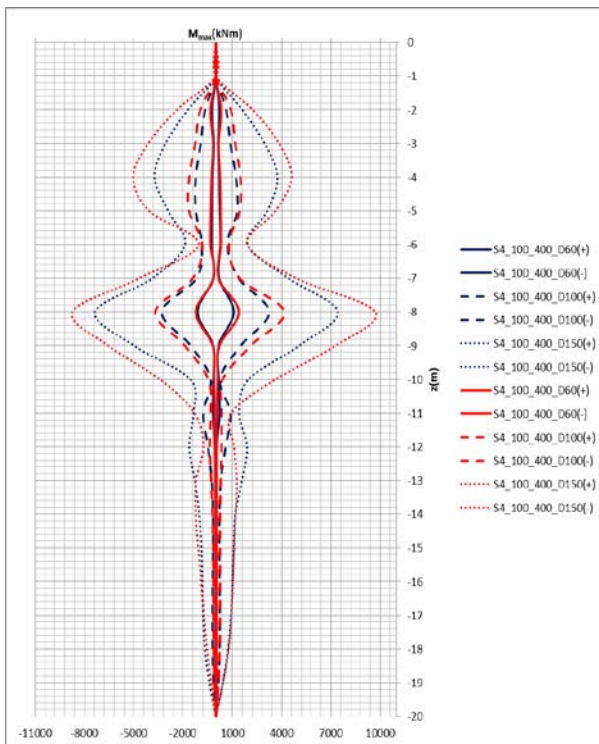
Peak values are concentrated in the interface between layers with contrasting stiffness. These values increases with pile diameter and interface depth increases. At the pile base the bending moment tends to zero. This is due to the interlock between the pile base and the stiff layer. The figure at the right side on the top corresponds to the Montenegro

accelerogram. In this case more symmetric behavior can be observed from the previous case. Peak values are concentrated on the interface between the two consecutive layers
 A second peak value, near to the surface, can be observed in the case where interface depth is 8.

Case A1.1: Comparison between bending moments – interface 8 meters.

Red line: refer-accel. Irpinia

Blue line : refer-accel. Montenegro



The figure at the left side shows compares the maximum bending moment envelope for each seismic event. Soil interface is at 8 meters. The superficial layer is characterize by $V_{s1}=100\text{m/s}$ and the deepest layer by $V_{s2}=400\text{m/s}$ (impedance $=4$). Bending moment trend is very similar for both cases, rapid increase in the first 3 meters (corresponds an $\text{OCR}=3$), quick decrease at 6 meters, and big increase until the maximum value concentrated in the soil interface. Then decreases and remain almost constant over the low part of the pile. The increase

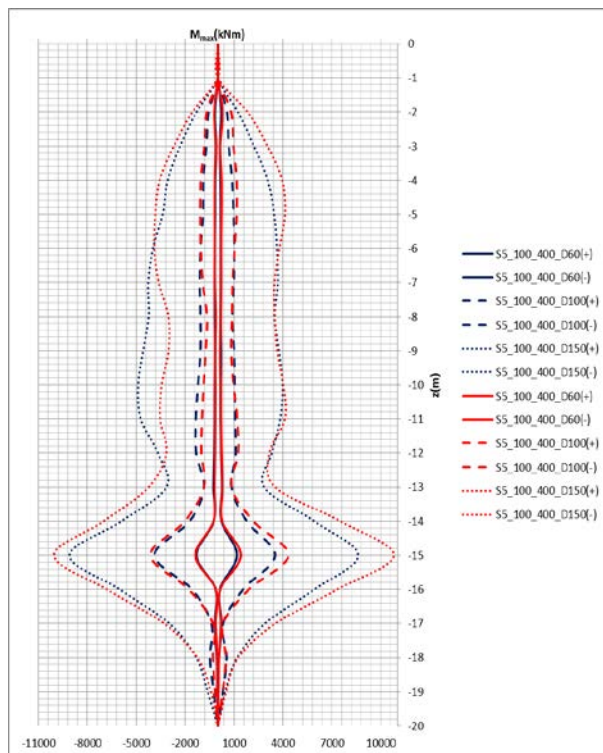
of pile diameter implies an increase of pile-soil stiffness ratio, the bending moment tends to grow significantly, especially for large piles. Some studies (Di Laora, Mandolini and Mylonakis) show how for high values of G_2/G_1 and h_1/d (where G_1 and G_2 are, respectively, the shear modulus for the upper and lower layer), bending moment concentration tends to increase proportional to the power of 3 (d^3), this is not the case.

The values corresponding to the Irpinia acceleration are greater than the accelerations corresponding the Montenegro case. This may be due for the different acceleration-time distribution of both seismic events.

Case A1.2: Comparison between bending moments - interface 15 meters.

Red line: refer-accel. Irpinia

Blue line : refer-accel. Montenegro



This plot shows the bending moment trend for a 15 meters interface depth. Also in this case is observed, that peak values corresponding to the interface increases with diameter. The trend remains constant (without secondary peak momentum) in the upper part of the deposit. This can be observed, also, in previous studies (Dezi et al., Mylonakis et al., based on different hypothesis) where for interfaces depth near to ground-level, especially for low-stiffness soils, a bending moment concentration occurs provoking another peak value in the upper part of the superior layer. Like in the previous case the

trend for both accelerograms is very similar (especially for positive fibre).

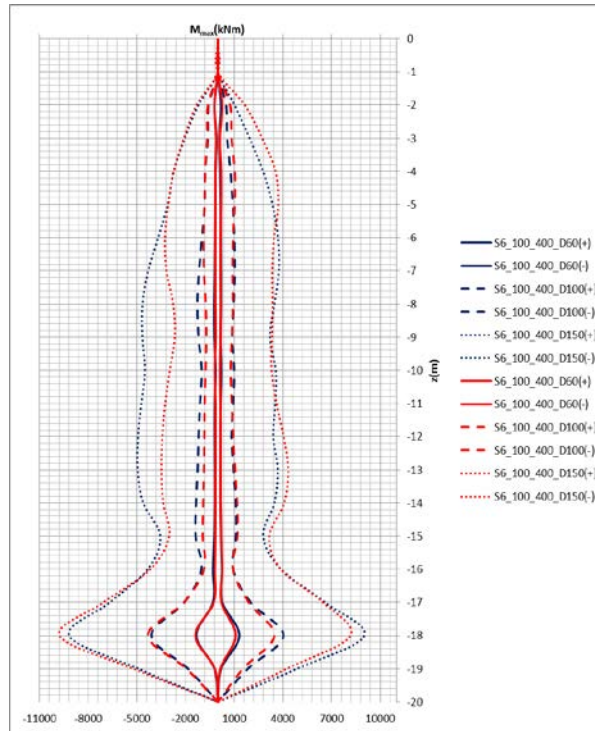
Case A1.3: Comparison between bending moments - interface 18 meters.

Red line: refer-accel. Irpinia

Blue line : refer-accel. Montenegro

In this plot is illustrated an interface depth at 18 meters below the ground-level. The bending moment on the interface increases with pile diameter. The differences between peak values corresponding for each accelerogram are decrease.

Studies (Dezi et al.) show how the bending moment trend tends to remain constant near to 18 meters interface depth. Especially for low-stiffness deposits ($V_{s1}=100\text{m/s}$). Similar to the previous case, the bending moment trend for both accelerograms is very similar on positive fibres, 5-12 meters, and, from 0-5 meters, on negative fibres, bending moment is practically the same.



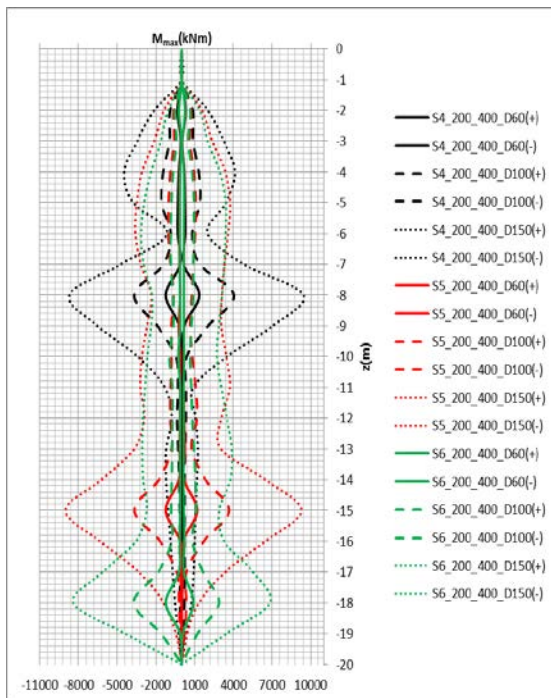
Case A2: Comparison between maximum bending moments.

Soil impedance: $V_{s2}/V_{s1}=2$

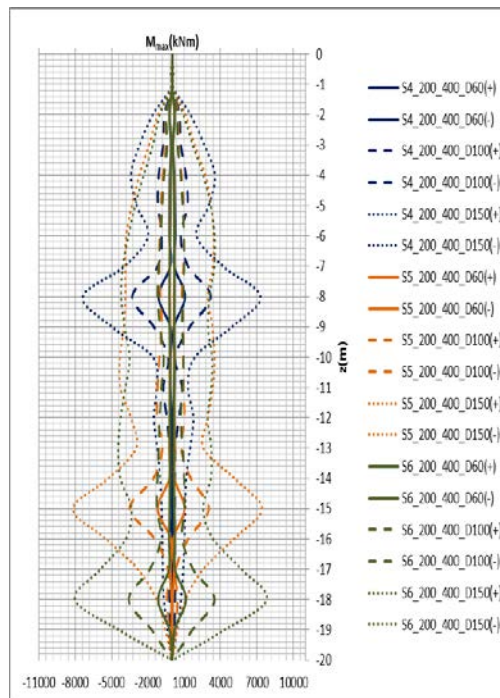
Selected accelerograms: Irpinia and Montenegro

Interface depth considered: 8-15-18 meters

Irpinia



Montenegro

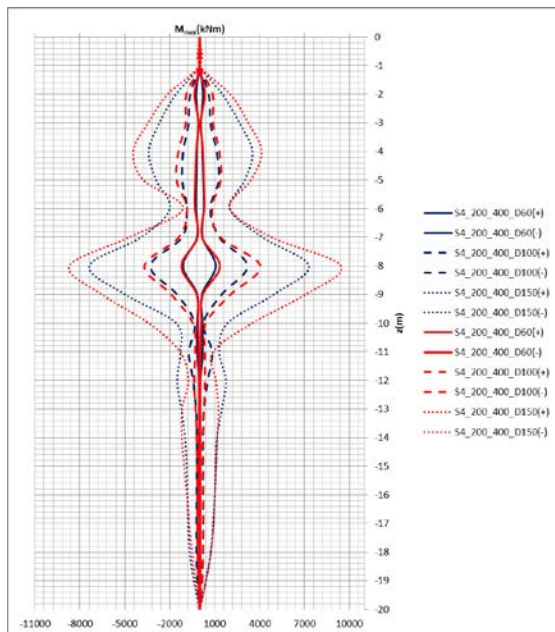


Description of results: the figures plotted on the top shows the bending moment trend varying interface depth, pile diameter and soil impedance. In this case the soil impedance is 2 ($V_{s2}/V_{s1}=2$). The stiffness increase of the upper layer and reduces maximum bending moment in the interface and all over the pile (comparing to case A1.1). This compliance with other studies (Dezi et al.) and empirical formulations (Mylonakis, Nikolau et.al) where was observe that the maximum bending moment increase proportional to V_{s1} decrease.

A.2.1 Comparison between bending moments - interface 8 meters.

Red line: refer-accel. Irpinia

Blue line : refer-accel. Montenegro



In this case can be observed the reduction of bending moment at this depth comparing with case A1.1 (due for the increase of propagation velocity). Varying the diameter, the bending moment at the interface amplified his peak value.

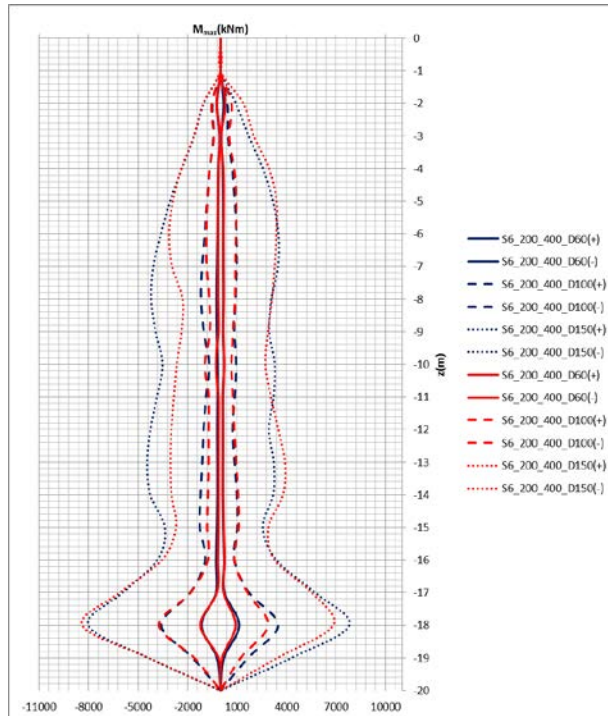
This is because increasing the diameter means also the increase of pile-soil ratio stiffness. At this interface depth, a second peak can be observed in the upper part of the low-stiff layer. The moment decrease at 5-6 meters and rapidly increase until reach the maximum on the interface.

The Irpinia peak values exceed in a 30% Montenegro peak values (at the interface). The impedance decrease causes a reduction of the 15% comparing with case A1.1. the proximity of the interface depth to ground-level cause a concentration of stress in the first 5 meters.

A.2.2 Comparison between bending moments - interface 15 meters.

Red line: refer-accel. Irpinia

Blue line : refer-accel. Montenegro



In this case the interface depth is at 15 meters below the ground-level. The trend of the bending moment for Irpinia and Montenegro accelerograms tends to grow the first meters, then remain constant until 13-14 meters and then reaches the maximum value at 15 meters. Then decrease for the lower part of the pile. The distribution of the bending moment is similar for both accelerograms. Peak values at the interface for positive fibres are greater than for negative fibres. This can be due to a different distribution of

accelerations in time domain. The peak values resulting for this analysis are similar to the results of other studies (Dezi et al., Mylonakis et al., Nikolau et al.) even if the hypothesis of soil modeling are different.

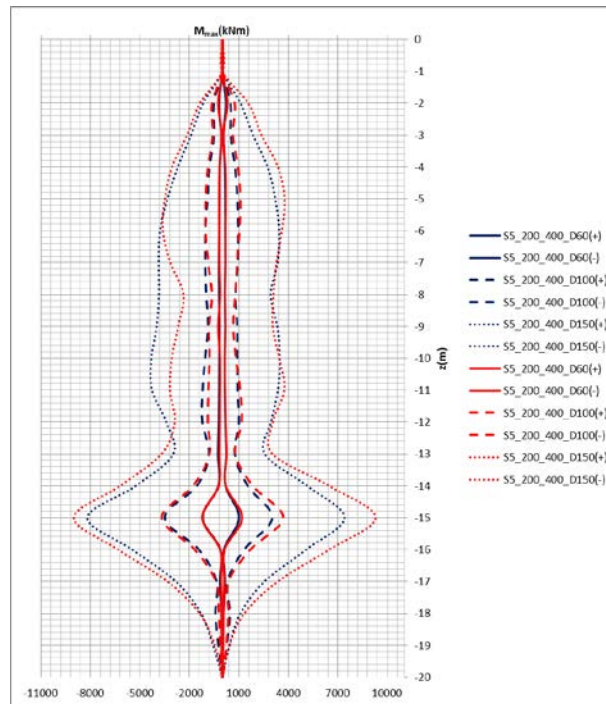
A.2.3 Comparison between bending moments - interface 18 meters.

Red line: refer-accel. Irpinia

Blue line : refer-accel. Montenegro

In this case the interface depth is at 18 meters below the ground-level. Observing the bending moment trend for Irpinia and Montenegro acceleration can be noticed a reduction of bending moment values at the interface. The trend for negative fibres is similar for both accelerograms in proximity of the interface with propagation velocity $V_s=400\text{m/s}$.

Where the propagation velocity is $V_s=200\text{m/s}$ (especially in the middle part of the pile) the Irpinia's trend tends to decrease whereas the Montenegro's trend tends to increase. The opposite occurs for positive fibres.



To conclude this series, is important to underline, that the accuracy of the results obtained, are in accordance with the results of other studies. They are some differences, due to the discretization level considered to represent the soil (the link step). Another reason depends on the parameters utilized to define the p - y curves and the degrading shear modulus curves.

Series 2: Parametric analysis

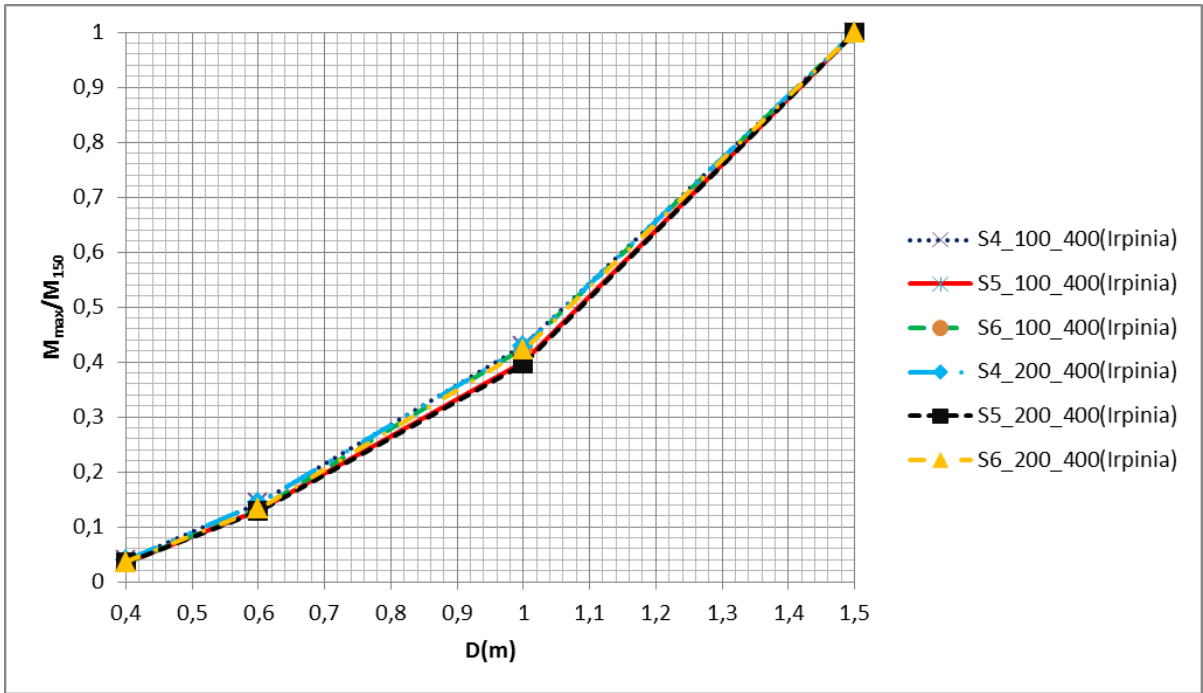
Case B1: Stiffness comparison

Soil impedance: $V_{s2}/V_{s1}=4$; $V_{s2}/V_{s1}=2$

Selected accelerograms: Irpinia and Montenegro

Case B1.1: Maximum normalized moment as a function of pile diameter.

Input-Accelerogram: **Irpinia**



Description of results: this graph shows the variation of two parameters, one connected with pile geometry, and the other one to seismic loading.

On the “x” coordinates is represented the pile diameter, on the “y” coordinates is represented the maximum bending moment at the interface for pile of 1,5 m diameter. The results of S4, S5 and S6 models, considering a impedance of 2 (200_400m/s) and a impedance equal to 4 (100_400m/s). The Irpinia accelerogram was utilized.

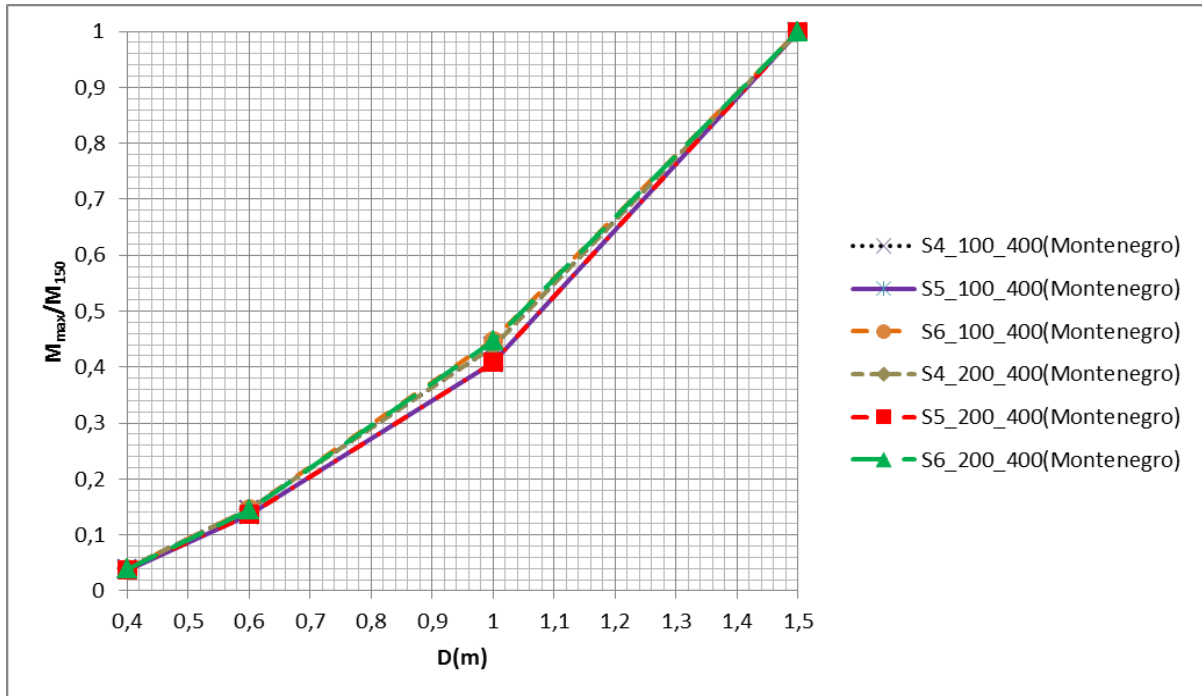
Observations: varying the diameter of the pile the normalize maximum moment increase.

For small piles (0,4-0,6) the normalize moment tends to grow with 50% slope. For medium piles, (0,6-1) the normalize moment tends to grow with 70% slope, and for large piles grows until 120% slope.

The curve trend doesn’t change increasing the thickness of the deposit (interface depth).

Case B1.2: Maximum normalize moment as a function of pile diameter.

Input-Accelerogram: **Montenegro**



Description of results: this graph has the same structure as the case B.1.1. In this case is used the Montenegro accelerogram. The impedance of soil deposit is the same as the previous case.

Observations: Also in this case can be observed an increase of maximum moment as increase the diameter. For small piles, the demand of bending moment grows with 50% slope. For medium diameters grows with 70% slope and for large diameters grows with 120% slope. This suggest that the parameter “diameter” is more influentially that the distribution of acceleration in time domain. From small to medium piles the increase of maximum moment at the interface is around 20%, from medium to large piles can be observed an increase of 50%. This suggests that small-medium piles fit better to dynamic soil strain.

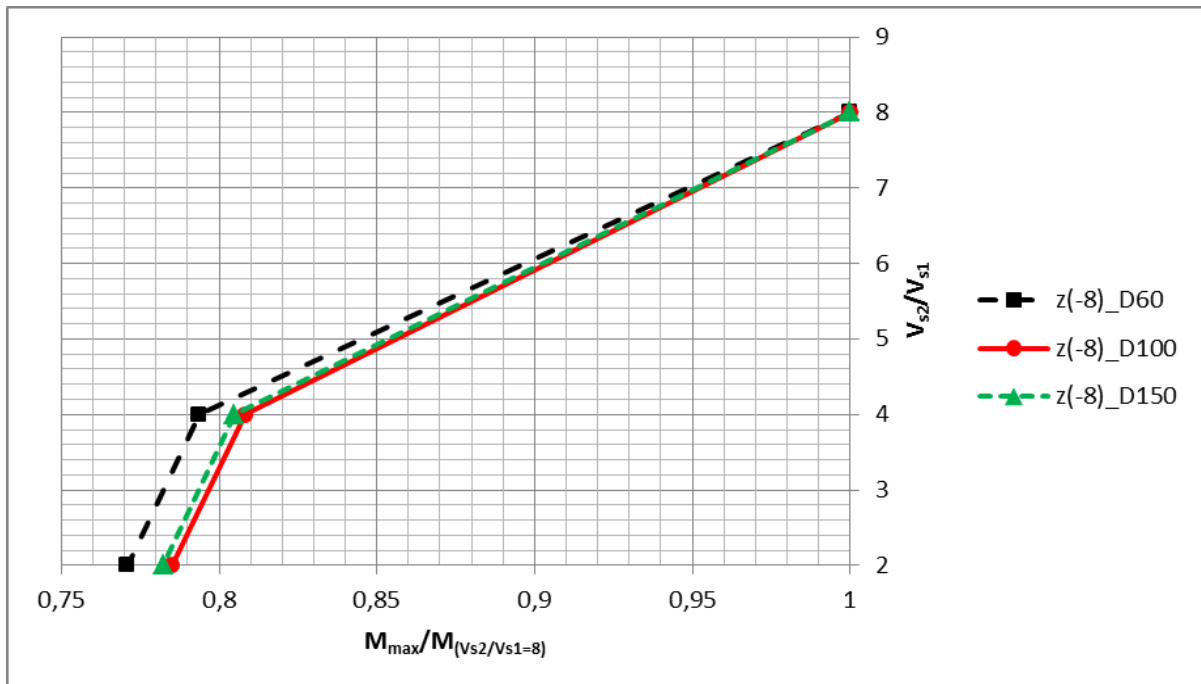
Case B2: Influence of the position of the interface

Soil impedance: $V_{s2}/V_{s1}=8$; $V_{s2}/V_{s1}=4$; $V_{s2}/V_{s1}=2$

Input accelerogram: **Irpinia**

Case B2.1: Variation of the maximum normalize moment as function of impedance.

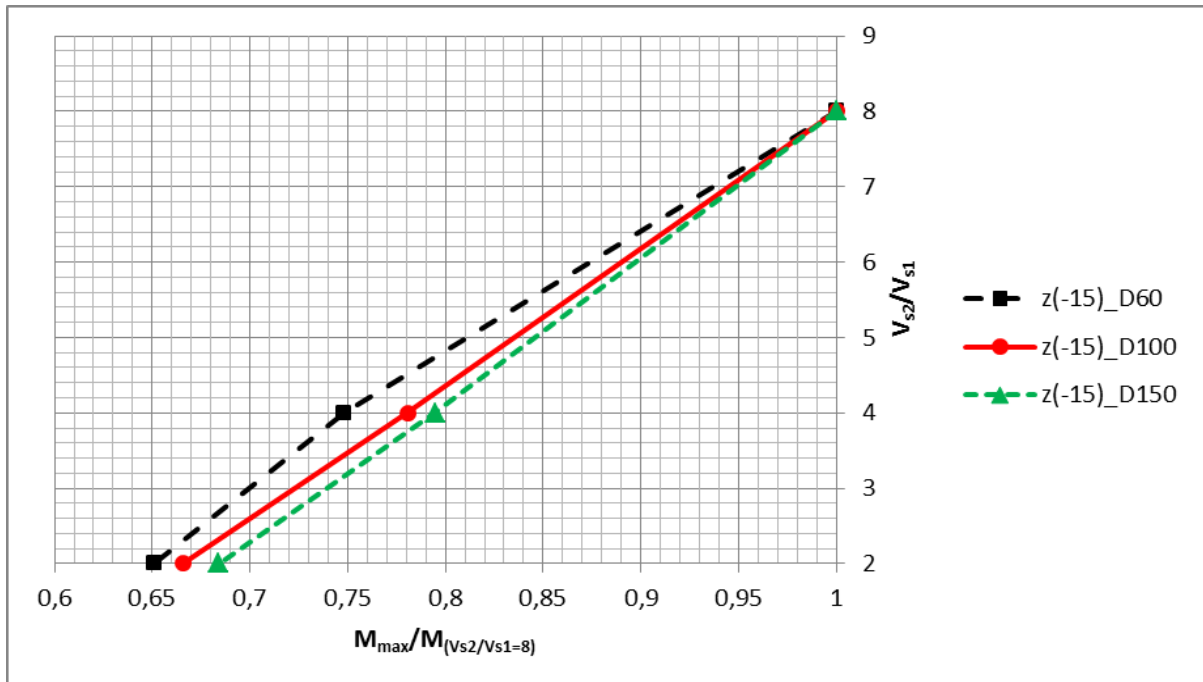
Interface depth – 8 meters.



Description of results: in this graphs reported the variation of impedance (V_{s2}/V_{s1}) as function of the maximum bending moment at the interface normalize with the maximum bending moment for a impedance ratio 8, at the same depth.

Observations: the bending moment tends to similar values for 1-1,5 piles diameter. Lower values are served for 0,6 diameter pile. For a impedance ratio of 2 and 4, the maximum bending moments values tends to be 75-80% the value of the bending moment with impedance ratio 8.

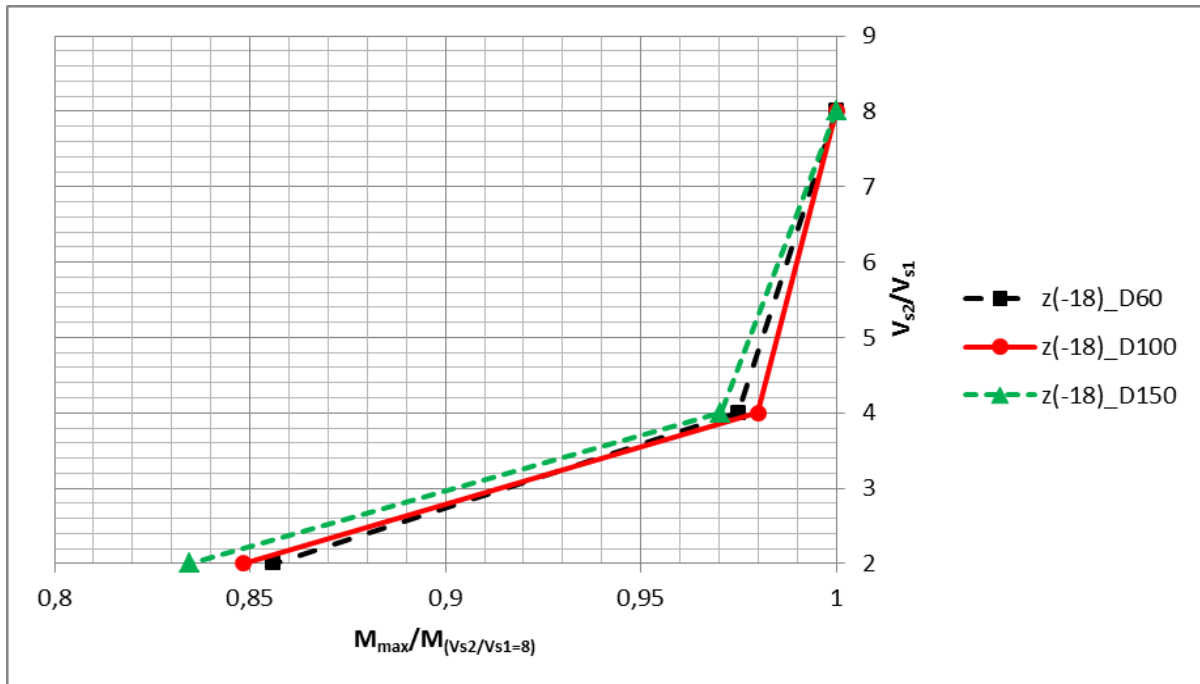
Case B2.2: Variation of the maximum normalized moment as function of impedance.
Interface depth – 15 meters.



Description results: the structure of this graph is similar to the case B1.1a. The structure of this graph is similar to the case B1.1a. The main difference is the interface depth.

Observations: in this case the bending moment tends to be more influenced by the pile diameter. For soil with impedance ratio of 2, the values are 65-69% of the reference value. For an impedance ratio of 4, the values are just a little bit lower than the previous case results.

Case B2.3: Variation of the maximum normalized moment as function of impedance. Interface depth – 18 meters.



Description results: the graph structure is similar for the case

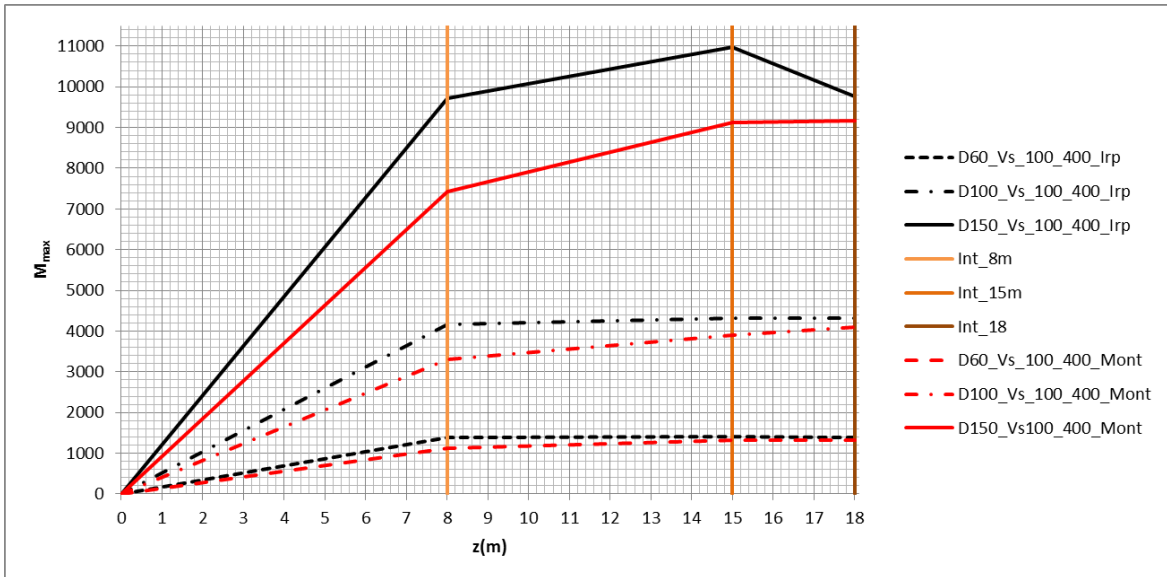
la struttura del grafico è simile a quella del caso B2.1. Change just the interface depth.

Observations: at this depth can be observed an increase of the maximum bending moment for soils with impedance ratio 2. For soils with impedance 4 the value of the moment is almost the same that for soils with impedance 8. This suggests that at a certain depth, around 18 meters under the ground-level, the momentum tends to remain constant. Obviously a soil deposit with low impedance tends to have lower values of bending moment at the interface.

Case B2.4: Variation of the absolute value of bending moment as function of interface depth

Selected accelerograms: Irpinia and Montenegro

$V_{s2}/V_{s1}=4$



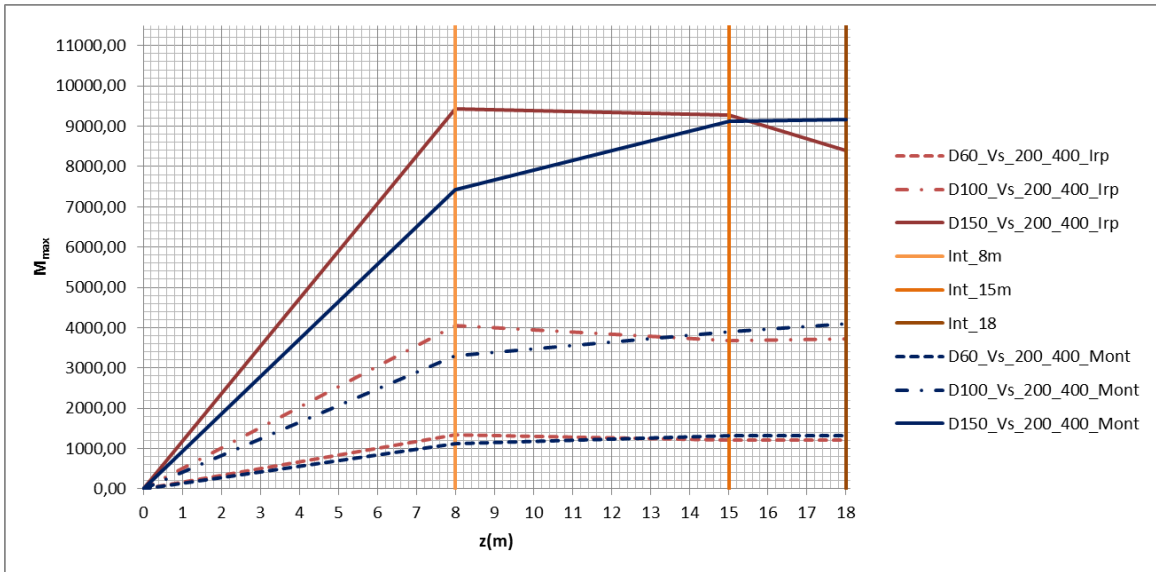
Description results: In this graph the trend of bending moment (absolute value) is shown varying the interface depth. Have been considered different diameters and soil impedance ratio = 4. The vertical lines represent the interface position.

Observations: the results of this analysis completed the cases B1.1-B1.3. The moment tends to grow as function of interface depth, with maximum values at 15 meters and small variations between 15-18 meters. Increasing the diameter means an increase of bending moment, like observed in case B1.1 and B1.2. The influence decreases for deeper an interface. For large piles, the resulting moments of Irpinia accelerogram shows a decrease of bending moment from 15-18 meters.

Case B2.5: Variation of the absolute value of bending moment as function of interface depth

Selected accelerograms: Irpinia and Montenegro

$$V_{s2}/V_{s1}=2$$



Description of results: the graph structure is similar to the case B.2.3. Change the soil impedance ratio to 2.

Observations: also in this case the diameter increase involves an bending moment increase. The peak values are lower than the previous case; this is due to an increase of soil stiffness (increase of V_s). Is evident, for the Irpinia case, that the moment tends to decrease from 8-15. The Montenegro results, instead, increase from 8-15, and remains constant at 18 meters.

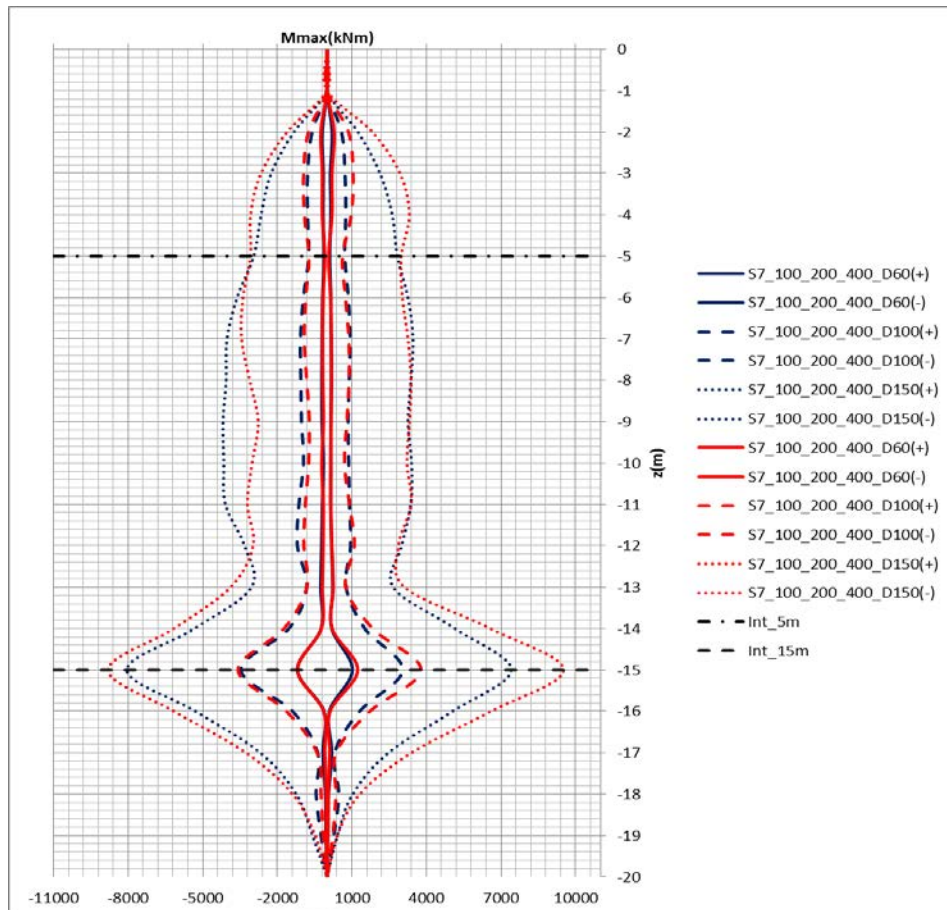
Serie 3: Maximun bending moment as depth function-3 layer soil

Case C1: Bending moment trend.

Impedance ratio: $V_{s2}/V_{s1}=2$; $V_{s3}/V_{s2}=2$

Selected accelerograms: Accelerogramma Irpino e Montenegriano

Interface depth: 5-15metri



Description results: In this graph are reported the maximum bending moments as depth function (positive and negative fibre values) for a 3-layer soil (2 interfaces). Propagation velocity are: 100-200-400 m/s. The impedance ratio is 2 for both interfaces. Variation of pile diameter and accelerograms has been made.

Observations: the bending moment trend increase with depth for the first 4 meters then tends to a constant trend and reaches the maximum value at 15 meters. The behavior is very similar to the case A2.2, with similar peak values at the interface. The peak value corresponds at a impedance ratio equal to 2, but in this case the thickness of the layer (5-13) results to be more influentially (the maximum moment is concentrated at the 15 meter

interface). Previous studies (M.Paganin) have shown how the degradation shear modulus G and the damping D are significant influence for soil deposits with considerable thickness.

CONCLUSIONS

This work aims at studying the influence of basic parameters on the design of a deep foundation on a stratified soil. These parameters are:

- diameter of the pile;
- depth of the interface;
- velocity of shear propagation waves;
- seismic loads applied (the chosen accelerograms had similar intensity of acceleration but different time distribution).

There is a strong similarity between the studied cases and cases previously presented by different authors. This makes it possible to have a common reference framework. The obtained results are indeed consistent.

The second part of the work consisted in carrying a parametric analysis to find the relationships between above mentioned parameters and the parameters that accurately represent the kinematic interaction.

For each of the cases, I can conclude the following:

C1: Foundation soil with two layers

- Influence of the accelerograms:

Variations in the accelerogram were not significant with respect to the trend of the bending moment along the pile.

Some variations have been observed located in the upper part of the pile and this seems to change proportionally to the thickness of the upper tank

The maximum moment can be found at the interface between the two layers having different impedance.

Variations in the maximum moment of the interface and in the trend of the moment along the pile are caused by the different intensities and temporal distributions of the chosen seismic events. For this kind of soil and accelerograms the moment decreases proportionally to the velocity characteristics of propagation of the deposit.

- Influence of the interface:

The bending moment increases along with the thickness of the deposit, i.e. the depth of interface. Depths of the interface close to the surface generate a second peak time much

lower than the peak at the interface. This is mostly the case for soils with propagation speed of 100 m/sec and impedance Ratio of 4.

The maximum values of the moment can be found when the interface is at 15 meters of depth and the impedance ratio is 2 or 4.

One has a slight decrease, from 15 to 18 meters for an accelogram of kind Irpine, and a minimal growth for accelograms of kind Montenegro.

This result is consistent with previous studies in which the value of the moment for soils of contrasting stiffness tends to keep a constant value of bending moment.

- Influence of the impedance:

The bending moment at the interface between the two layers increases along with the impedance. As mentioned previously, the thickness of the deposit also influences it. On the presented cases it is possible to observe that soils with impedance ratio of 2 and 4 tend to keep similar values of bending moment at the depth of the interface(s) close to the ground level. These eventually increase up to a point (15/18 m) and then tend to remain constant of a certain value.

Low impedance ratio values produce low moment peaks and lower distribution of the latter along the stem of the pile.

- Influence of the diameter of the pile:

The variation of the diameter of the structural element was studied in order to understand the relationship between this and other factors that characterize the kinematic interaction (impedance and propagation velocity, depth of the interface, the type of the dynamic load, etc.): an increase of the diameter of the pile produces an increase of the bending moment on the interface and along the stem.

- Small piles have lower stiffness and therefore, they tend to better follow displacements produced by seismic events. This results on lower bending moments.

- Medium piles present an increase of the value of moment of around 20%

- Large piles result in an increase of 50% (referring to the interface)

The described values, which are similar between soils with different impedance ratio (2 and 4) show that the influence of the diameter of the pile is decisive with respect to its impedance value.

We have also shown for the case of a soil with two layers and impedance ratio 2 or 4 that it is better to opt for piles of small/medium diameter, although more piles could be required, because foundation piles of large diameter are more affected by seismic stress.

This last consideration does not take into account the effects of groups of deep foundations.

C2: Foundation soil with three layers

The designed case corresponds to a soil with three layers and interlayered impedance of 2 (subcases have propagation velocity of 100, 200, 400, and depth of interface of 5, 15, 18). As for the previous case the diameter of the pile and the accelerograms were studied. It was expected to obtain a peak of the moment at the interface closer to ground level. However, this peak was located only at the interface of greater depth. This may be due to the reduced thickness of the upper layer in addition to a lower intensity of acceleration in the proximity of the ground level.

The results for this case are very similar to the case of soil with two layers and impedance 2, especially in terms of maximum moment. This allows us to state that the behavior of a soil with impedance ratio of 2 and propagation speed 100/200 and 200/400 tends to behave in the same way in interfaces closer to the ground level. This is demonstrated by our performed analysis and obtained results for both accelerograms.

REFERENCES

- N. Allotey, M. H. El Naggar (2006) – *Generalized dynamic Winkler model for nonlinear soil-structure interaction analysis*. Can. Geotech. J. , 45, 560-573.
- N. Allotey, M. H. El Naggar (2007)- *An investigation into the Winkler modeling of the cyclic response of rigid footings*. Soil Dynamics and Earthquake Engineering
- N. Allotey, M. H. El Naggar (2008) – *A numerical study into lateral cyclic nonlinear soil-pile response*. NRC Canada
- M. Alfach (2012) - *Influence of Soil Plasticity on the Seismic Performance of Pile Foundations – a 3D Numerical Analysis*. Jordan Journal of Civil Engineering
- R. W. Boulanger, C. J. Curras, B. L. Kutter, D. W. Wilson and A. Abghari (1999) - *Seismic soil-pile-structure interaction experiments and analyses*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering
- F. Dezi, S. Carbonari, G. Leoni (2009) - *Kinematic bending moments in pile foundations*. Soil Dynamics and Earthquake Engineering
- R. Di Laora, A. Mandolini, G. Mylonakis (2012) - *Insight on kinematic bending of flexible piles in layered soil*. Soil Dynamics and Earthquake Engineering
- M. Heidari, H.El Naggar, M. Jahanandish, A. Ghahramani (2013) - *Generalized cyclic p–y curve modeling for analysis of laterally loaded piles*. Soil Dynamics and Earthquake Engineering
- M. Heidari, M. Jahanandish, H. El Naggar and A. Ghahramani (2013) – *Nonlinear cyclic behavior of laterally loaded pile in cohesive soil*. NRC Research Press
- Nikolaou, Mylonakis, Gazetas(1995). *Kinematic bending moments in seismically stressed piles*. Soil Dynamics and Earthquake Engineering
- S. Sica, G. Mylonakis, A. L. Simonelli (2010) - *Transient kinematic pile bending in two-layer soil*. Soil Dynamics and Earthquake Engineering
- A. Tombari, F. Dezi, M.H. El Naggar (2012) - *Soil-Pile-Structure Interaction Under Seismic Loads: Influence Of Ground Motion Intensity, Duration And Non Linearity*
- M. Vucetic and R. Dobry - *Effect of soil plasticity on cyclic response*. Journal of Geotechnical Engineering
- P. J. Vardanega and M. D. Bolton [2013] - *Stiffness of Clays and Silts: Modeling Considerations*. American Society of Civil Engineers

G. Wu, W. D. Finn (1997). *Dynamic nonlinear Analysis of pile foundations using finite element method in the time domain*. Can. Geotech. J. , 34(1), 34-43. NRC Canada

J. Zhang, R.D. Andrus and C.H. Juang (2005) - *Normalized Shear Modulus and Material Damping Ratio Relationships*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering