

PROGETTAZIONE CONCETTUALE DI PONTI IN ZONE SISMICHE

Hugo Corres Peiretti

Prof. Dott. Ingegnere Civile specializzato nella progettazione di strade, canali e porti

María Fernanda Defant Erimbaue

Ingegnere Civile

SOMMARIO

A differenza delle strutture edili, i ponti generalmente sono sistemi poco ridondanti e perciò richiedono un trattamento speciale e accurato nella progettazione e nello studio dell'armamento di ognuno dei loro elementi.

Questa relazione costituisce un riassunto delle basi del progetto concettuale delle strutture di questo tipo di strutture in zona sismica, introducendo il concetto di progetto antisismico.

INTRODUZIONE

Nei recenti terremoti avvenuti in California [2], Giappone [3], America centrale e meridionale, numerosi ponti progettati secondo codici relativamente moderni sono crollati o hanno subito gravi danni. Nella maggior parte dei casi questa scarsa affidabilità può essere attribuita alla filosofia progettuale e alla poca attenzione prestata ai dettagli.

Generalmente gli schemi strutturali dei ponti sono sistemi poco ridondanti. La rottura di un elemento strutturale può scatenare il crollo di tutta la struttura. Se da una parte questa semplicità strutturale può dare luogo a una maggiore precisione nella definizione della risposta sismica, ha lo svantaggio che qualsiasi errore può condurre al crollo del ponte.

D'altra parte i ponti sono estremamente sensibili all'interazione suolo-struttura. Molti sono costruiti in zone caratterizzate da condizioni geotecniche complesse. Sui terreni di questo tipo l'azione sismica può provocare l'insorgere di problemi di liquefazione, nel caso di ponti lunghi su terreni variabili l'azione sismica può variare lungo il ponte, ecc.

Perciò quando si progettano ponti in zone sismiche tutte queste considerazioni richiedono un'attenta analisi.

BASI PROGETTUALI PER PONTI DI CEMENTO IN ZONE SISMICHE

Alla luce dei risultati osservati nei sismi più recenti, negli ultimi decenni sono stati studiati nuovi modi di progettare ponti e strutture in zone sismiche.

In termini generali si può dire che i nuovi obiettivi prefissati in questo campo sono due: evitare i danni in aree ad alta probabilità di evento sismico e ammettere danni riparabili e assenza di crollo in aree a bassa probabilità di evento sismico.

Nella bibliografia [1] sono presenti varie proposte. Le ultime norme [2] [3] [4] emanate prevedono due livelli per l'azione sismica e due livelli di esigenza per la struttura, collegati ad ognuno dei livelli di azione, come già detto nel paragrafo precedente.

Da una parte un sisma frequente è un sisma che ha alte probabilità di verificarsi e generalmente corrisponde a un periodo di ritorno di 100 o 200 anni, a seconda della grandezza del ponte. Considerato che i ponti vengono progettati con una vita utile di 100 anni, la probabilità che debbano resistere a terremoti di questo tipo è del 100% per un periodo di ritorno di 100 anni, o del 50% per un periodo di ritorno di 200 anni.

Per tale azione si ammette che la struttura possa subire danni minori e solo agli elementi secondari (giunti di dilatazione, piastre di continuità, ecc.) e alle parti del ponte progettate appositamente per contribuire alla dissipazione dell'energia. Ciò significa che dopo un terremoto avente queste caratteristiche la struttura non richiederà riparazioni immediate né limitazioni al traffico.

In alcuni codici questo sisma, o questa situazione progettuale, viene denominato/a sisma di Servizio. Occorre inoltre osservare che le condizioni necessarie per la struttura sono condizioni tipiche degli Stati Limite di Servizio. Questa situazione può creare una certa confusione perché il sisma è già in se stesso una situazione progettuale accidentale, e quindi di Stato Limite Ultimo.

Secondo questa proposta, e questo è un concetto nuovo, il sisma frequente è un sisma che serve a verificare le condizioni di servizio, che sono particolari perché si tratta di un'azione particolare.

Inoltre occorre prendere in considerazione un sisma tipico, che ha poche probabilità di verificarsi e che generalmente corrisponde a un periodo di ritorno di 500 o 1000 anni, a seconda della grandezza del ponte. Considerato che i ponti vengono progettati con una vita utile di 100 anni, la probabilità che debbano resistere a terremoti di questo tipo è del 20% per un periodo di ritorno di 500 anni, o del 10% per un periodo di ritorno di 1000 anni.

Per tale azione è necessario che il ponte resista al sisma senza che avvengano crolli, né locali né totali. Ciò significa che, dopo un evento sismico avente queste caratteristiche, il ponte deve conservare la propria integrità strutturale e una capacità di resistenza residua sufficiente a consentire il traffico d'emergenza, anche nel caso in cui i danni subiti siano gravi e richiedano successive riparazioni per riportare la struttura alle sue condizioni iniziali.

Questa situazione è più corrispondente agli Stati Limite Ultimi; in certi codici questo sisma è definito come il sisma di Stato Limite Ultimo. In senso stretto questo sisma e le condizioni di comportamento necessarie per la struttura in queste circostanze non sono esattamente uguali a quelle previste per altri Stati Limite Ultimi. Anche questa situazione può creare un po' di

confusione, ma può essere giustificata dalle caratteristiche straordinarie dell'azione, dall'elevata probabilità che si verifichi (se paragonata ad altre azioni in rapporto alla vita utile della struttura) e dai costi di riparazione. In realtà si considera sisma tipico un sisma che ha il 20 o il 10% di probabilità di verificarsi nel corso della vita utile dell'opera (più che per altre azioni), e per questa situazione logicamente si propone di mantenere il danno strutturale a livelli riparabili e garantire la possibilità di riutilizzo della struttura.

Nel caso di ponti molto particolari per caratteristiche e grandezza, nella letteratura specialistica [5] un sisma di forte intensità è definito come un sisma caratterizzato da un periodo proprio superiore ai 5000 anni e, quindi, da una bassissima probabilità di verificarsi.

Nel caso in cui si ritenga necessario tenere conto dell'azione sismica durante la costruzione, si può definire come sisma ammesso in fase di costruzione quello corrispondente a un periodo di ritorno non inferiore a 5 volte la durata di tale fase, perciò la probabilità che si verifichi è di circa il 20% in fase di costruzione.

In questi casi, cioè quando la procedura costruttiva prevede variazioni significative nello schema strutturale rispetto a quello corrispondente alla situazione di servizio, quando i ponti sono costruiti con travi a sbalzo o sono caratterizzati da procedure costruttive che implicano una costruzione evolutiva della struttura, o ancora quando il periodo di costruzione è molto lungo, può essere necessario anche il requisito di assenza di crollo per il sisma in fase di costruzione. Questa situazione è giustificata da motivi economici, perché la ricostruzione di un ponte di questo tipo può risultare estremamente costosa.

La figura 2.1 mostra tre spettri di risposta [8] sovrapposti, corrispondenti ai tre sismi descritti (sisma tipico, sisma frequente e sisma in fase di costruzione) per strutture di grandezza normale e per un terreno di tipo I.

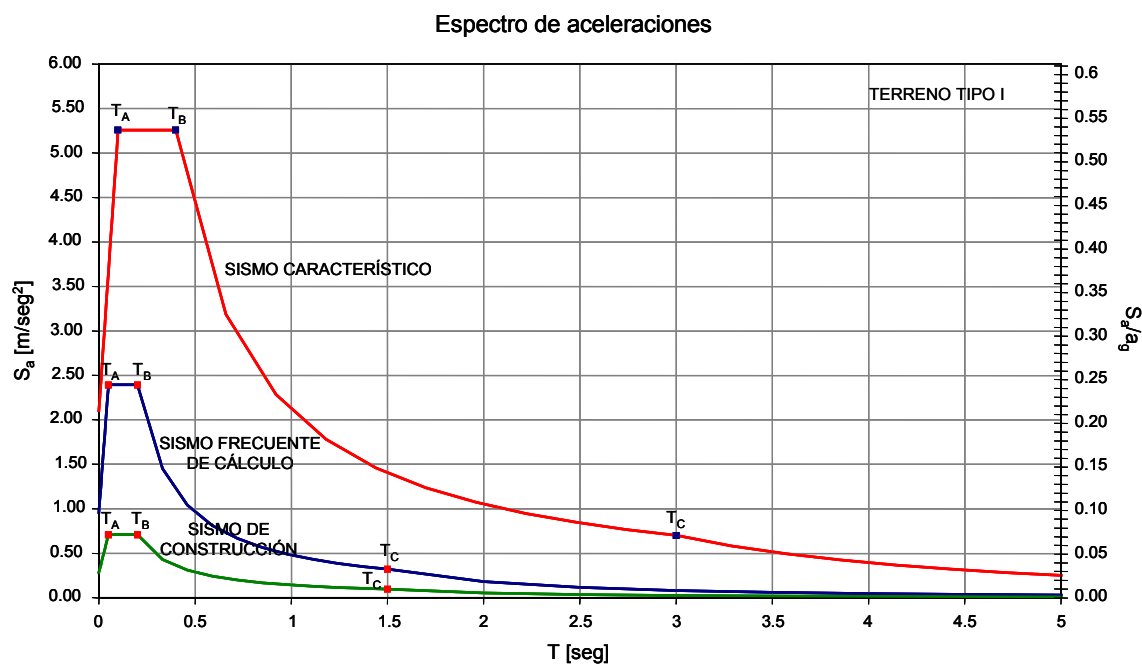


Figura 2.1. Spettro delle accelerazioni per sisma tipico, sisma frequente e sisma in fase di costruzione, per ponti di grandezza normale e per un terreno di tipo I.

La definizione dell'azione sismica corrispondente a ogni sisma calcolato, deve essere effettuata secondo i dati sismici e le condizioni geologiche di ogni zona.

COMPORTAMENTO STRUTTURALE

Per i vari sismi che abbiamo definito come azioni di cui tenere conto in fase di progettazione di un ponte, e considerando le esigenze proprie di ogni situazione progettuale, è necessario definire i comportamenti strutturali richiesti per ognuno dei casi.

La figura 3.1 mostra la risposta di un ponte a lastre alleggerite appoggiato su piloni circolari. In realtà, più che il comportamento di un ponte la figura mostra il comportamento di una pila incassata nella fondazione, in questo caso una fondazione a pali, appoggiata sull'impalcato tramite un sistema d'appoggio fisso con capacità di rotazione. In modo generico si può dire che il comportamento di questa pila può essere considerato rappresentativo del comportamento del ponte, se tutte le pile hanno all'incirca la stessa altezza e se le condizioni di appoggio sulle spalle sono tali da consentire alle pile di svolgere un ruolo predominante nello schema di resistenza in caso di azione sismica.

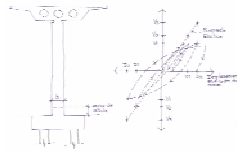


Figura 3.1 Comportamento di un ponte di cemento [1]

Risulta chiaro che la struttura può comportarsi in modo elastico o quasi elastico. In questi casi per le sollecitazioni dovute al sisma le sezioni più sollecitate avranno un comportamento essenzialmente elastico o moderatamente non lineare. Questo sarebbe il caso di una struttura in cui, per l'azione sismica, le sezioni più compromesse possono superare la deformazione del limite elastico dell'acciaio e raggiungere le deformazioni plastiche moderate massime del cemento.

Nella figura 3.1 questa situazione sarebbe rappresentata da una struttura con comportamento elastico perfetto sollecitata con un'onda di taglio V2 alla base. Ciononostante, a causa del moderato comportamento non lineare accettato, l'onda di taglio massima risulta essere V1, leggermente inferiore a V2.

Questo tipo di comportamento è quello richiesto per il sisma frequente, che ha un'alta probabilità di verificarsi. E' ammesso che dopo un sisma di questo tipo, che ha una probabilità del 100 o del 50% di verificarsi nel corso della vita utile dell'opera, la struttura possa fessurarsi, ma la fessurazione sarà piccola e dopo il sisma, grazie all'influenza favorevole delle azioni verticali permanenti e alla maggiore flessibilità dell'acciaio dovuta all'effetto Bauschinger [9], si richiuderà quasi completamente. Si può ammettere anche che il cemento si deformi su scala non lineare, ma limitando tale deformazione a valori prossimi al 2‰ o simili.

Questo comportamento può essere accettato anche per il sisma tipico. In questo caso la scala di comportamento ammessa per le sezioni più sollecitate è la stessa ammessa in stato limite ultimo per situazioni progettuali accidentali in caso di azioni statiche. Il livello di non linearità accettato è un livello che può provocare danni riparabili ma molto lievi. L'armatura si plasticizza ma con valori massimi di deformazione che non superano la misura di quattro

volte la deformazione di plasticizzazione, e il cemento si deforma su scala non lineare, limitando la propria deformazione a quella provocata dalla rottura del rivestimento.

Il lettore abituato a lavorare con diagrammi momento-curvatura sa che, a livello di sezione, condizioni come quelle sopra indicate possono dare luogo, in funzione della tolleranza o del livello dell'asse della sezione, a diagrammi momento-curvatura non lineari e a valori di duttilità in termini di curvatures, rapporto tra la curvatura ultima e la curvatura che provoca la plasticizzazione dell'acciaio sottoposto a trazione $\mu_\varphi = \varphi_u / \varphi_y$, dell'ordine di 3 o 4. Tali valori di duttilità sezionale, come vedremo in seguito, non creano una grande duttilità in termini di deformazione, rapporto tra la deformazione massima ammessa dall'elemento strutturale e la deformazione creata dalla plasticizzazione dell'armatura sottoposta a trazione $\mu_\Delta = \delta_u / \delta_y$, come da figura 3.1. La duttilità in termini di deformazione è quella che condiziona il comportamento delle strutture in caso di azioni sismiche.

Un'altra alternativa è ammettere per la struttura un comportamento duttile, per cui si ottiene una forte riduzione dell'azione sismica. Se la struttura ha un comportamento duttile adeguato, come da figura 3.1, potrà sviluppare uno spostamento adeguato, equivalente a quello elastico (D3 nella figura), ma con onda di taglio V2 di base notevolmente ridotta rispetto a quella elastica V3. Questa riduzione sarà tanto maggiore quanto maggiore sarà la capacità di deformazione della struttura, mantenendo un'adeguata capacità di resistenza costante.

Per questo tipo di comportamento, con grandi spostamenti, il cemento compresso subisce forti deformazioni plastiche e perde il rivestimento. L'acciaio deve avere una grande duttilità e le deformazioni a cui è sottoposto sono forti deformazioni plastiche che provocano una notevole fessurazione, che non si richiude dopo il sisma. In definitiva la riduzione dell'azione sismica, ovvero la dissipazione di energia per isteresi, si ottiene con un comportamento plastico e in presenza di danni.

Ad ogni modo, se le sezioni in cui si formano le articolazioni plastiche sono adeguatamente dimensionate e contenute, il cemento interno alle cornici resta adeguato e dotato di una capacità di resistenza sufficiente dopo il sisma, e può resistere anche alle azioni permanenti, ma deve essere riparato per ripristinare il rivestimento e sigillare le fessure.

L'inconveniente derivante dall'adozione di questo tipo di comportamento per la struttura, o in altre parole dalla mancata progettazione delle forze corrispondenti alla risposta elastica della struttura, è la possibilità di dover riparare i danni nel corso della sua vita utile. Invece il vantaggio è che la struttura viene progettata per un'azione sismica minore, con conseguenti costi iniziali ridotti.

Per riassumere le idee sopra esposte, si può dire che generalmente i ponti devono essere verificati per un sisma tipico e per un sisma frequente. Occasionalmente, a seconda del tipo di struttura, può rendersi necessario verificare la struttura durante la costruzione, per l'azione di un sisma definito appositamente a tale scopo.

Per il **sisma tipico** i ponti possono essere progettati in modo tale che il loro comportamento sia duttile, di duttilità limitata o essenzialmente elastico.

Nei ponti a comportamento duttile si suppone che la dissipazione di energia si verifichi grazie alla formazione di articolazioni plastiche, la cui duttilità deve essere sufficiente.

Per garantire un comportamento duttile è necessario rispettare le seguenti condizioni.

- *Condizione di resistenza.* Occorre verificare che le articolazioni plastiche abbiano una resistenza adeguata sia in termini di flessione che di onda di taglio, e che anche le altre zone della struttura al di fuori delle articolazioni plastiche abbiano resistenze adeguate, il tutto in conformità con i criteri progettuali descritti nel prossimo paragrafo. Poiché il comportamento duttile implica necessariamente forti deformazioni, se necessario dovranno essere presi in considerazione gli effetti di secondo ordine indotti sulle pile.
- *Condizione di spostamento.* Occorre verificare che la lunghezza della superficie appoggiata sui sostegni sia sufficiente per evitare scalzamenti, e che la larghezza dei giunti sia sufficiente per evitare il martellamento tra gli elementi strutturali. Queste lunghezze devono essere stimate in conformità ai criteri descritti nel prossimo paragrafo.
- *Condizione di duttilità.* Deve essere garantita una duttilità locale adeguata nelle zone in cui è ammessa la formazione di articolazioni plastiche. Per ponti semplici si può considerare rispettata la condizione di duttilità se si adottano specifiche precauzioni nell'armatura, come quelle indicate nel prossimo paragrafo.

Nel caso di ponti anomali o particolari, se si adotta un comportamento duttile dovranno essere armate le zone delle articolazioni plastiche per garantire tale duttilità, e si dovrà verificare tramite calcoli appositi che la duttilità adottata sia garantita.

Nei ponti dotati di duttilità limitata si presuppone il raggiungimento di un determinato livello di plasticizzazione che, senza essere significativo, dà luogo a una certa dissipazione di energia.

Per garantire questo tipo di comportamento devono essere rispettate le condizioni indicate di seguito.

- *Condizione di resistenza.* Occorre verificare che tutte le sezioni e gli elementi strutturali abbiano una resistenza adeguata, secondo gli stessi criteri usati per le situazioni permanenti non sismiche.
- *Condizione di spostamento.* Occorre verificare che la lunghezza della superficie appoggiata sui sostegni sia sufficiente per evitare scalzamenti, e che la larghezza dei giunti sia sufficiente per evitare il martellamento tra gli elementi strutturali.
- *Condizione di duttilità.* Nelle zone in cui si prevede la formazione di articolazioni plastiche è consigliabile adottare le specifiche precauzioni sull'armatura previste per il comportamento duttile.

Nei ponti a comportamento essenzialmente elastico si presuppone che non vi sia dissipazione di energia causata dalla formazione di articolazioni plastiche e, quindi, che gli effetti dell'azione sismica non siano ridotti come nei casi precedenti.

Per garantire questo tipo di comportamento devono essere rispettate le seguenti condizioni.

- *Condizione di resistenza.* Occorre verificare che tutte le sezioni e gli elementi strutturali abbiano una resistenza adeguata, secondo gli stessi criteri usati per le situazioni permanenti non sismiche.
- *Condizione di spostamento.* Occorre verificare che la lunghezza della superficie appoggiata sui sostegni sia sufficiente per evitare scalzamenti, e che la larghezza dei giunti sia sufficiente per evitare il martellamento tra gli elementi strutturali.
- *Condizione di duttilità.* Per questo tipo di comportamento non è necessario fare alcuna verifica specifica di duttilità né adottare alcun tipo di particolare costruttivo specifico.

Per il **sisma frequente** il comportamento dei ponti dovrà essere elastico. Questo comportamento è garantito senza necessità di verifiche aggiuntive nei casi in cui il ponte sia stato progettato per avere un comportamento essenzialmente elastico o a duttilità limitata sotto l'azione dell'ultimo sisma calcolato. Se per questa azione è stato previsto un comportamento duttile, sarà necessario effettuare le verifiche indicate di seguito per la combinazione di azioni corrispondente al sisma frequente.

- *Condizione di plasticizzazione.* Occorre verificare che in nessuna sezione venga raggiunto il limite elastico dell'acciaio, né che si verifichino perdite di rivestimento delle armature.
- *Condizione di spostamento.* Dal punto di vista degli spostamenti dell'impalcato, occorre tenere conto del fatto che in questa situazione si presuppone che il ponte rimanga aperto al traffico dopo il sisma, per cui sarà necessario verificare che i giunti di carreggiata consentano gli spostamenti massimi e minimi calcolati tenendo conto dell'azione sismica.

Per il **sisma in fase di costruzione** il comportamento dei ponti potrà essere duttile, a duttilità limitata o essenzialmente elastico, come per il sisma tipico.

STRUTTURE A COMPORTAMENTO DUTTILE E PROGETTO ANTISISMICO

Come già detto nel paragrafo precedente, per il sisma tipico è ammesso che i ponti possano comportarsi come strutture duttili. Con questo comportamento duttile si può fare in modo che la struttura dissipasse energia per deformazione plastica, energia plastica o isteretica, con il conseguente danno localizzato nelle zone di formazione delle articolazioni plastiche; è inoltre possibile fare in modo che l'azione sismica risultante sia inferiore a quella corrispondente alla struttura a comportamento elastico.

Tradizionalmente è sempre stata usata un'analisi modale con uno spettro elastico, e poi, per le verifiche di resistenza, si diminuivano le sollecitazioni ottenute da un coefficiente di duttilità globale o coefficiente di comportamento.

Questo coefficiente di duttilità dipende dalla tipologia di ponte e dalle caratteristiche non lineari degli elementi strutturali coinvolti nella resistenza alle sollecitazioni sismiche.

Questo coefficiente globale non può essere determinato in modo preciso per qualsiasi tipo di ponte. Per i ponti semplici le varie normative prevedono dei valori [4] [8] determinati a partire

da studi più o meno semplici e generali, e dal comportamento osservato durante terremoti reali.

Per i ponti in cui la capacità di resistenza al sisma è risolta dalle pile e tutte le pile hanno le stesse caratteristiche, è possibile determinare in modo approssimativo il coefficiente di comportamento.

La figura 4.1 mostra il diagramma momento-curvatura sperimentale di una sezione di pila sottoposta a carico ciclico [11]. La stessa figura mostra anche una previsione teorica in caso di carico monotono crescente della stessa sezione. Tramite una serie di prove, nel riferimento [11] si verifica che i diagrammi momento-curvatura corrispondenti a un carico monotono crescente sono una specie di involucro del diagramma corrispondente a carico ciclico. In base a questa verifica, che è più facile da eseguire, si accetta di lavorare con diagrammi momento-curvatura per carichi monotoni.

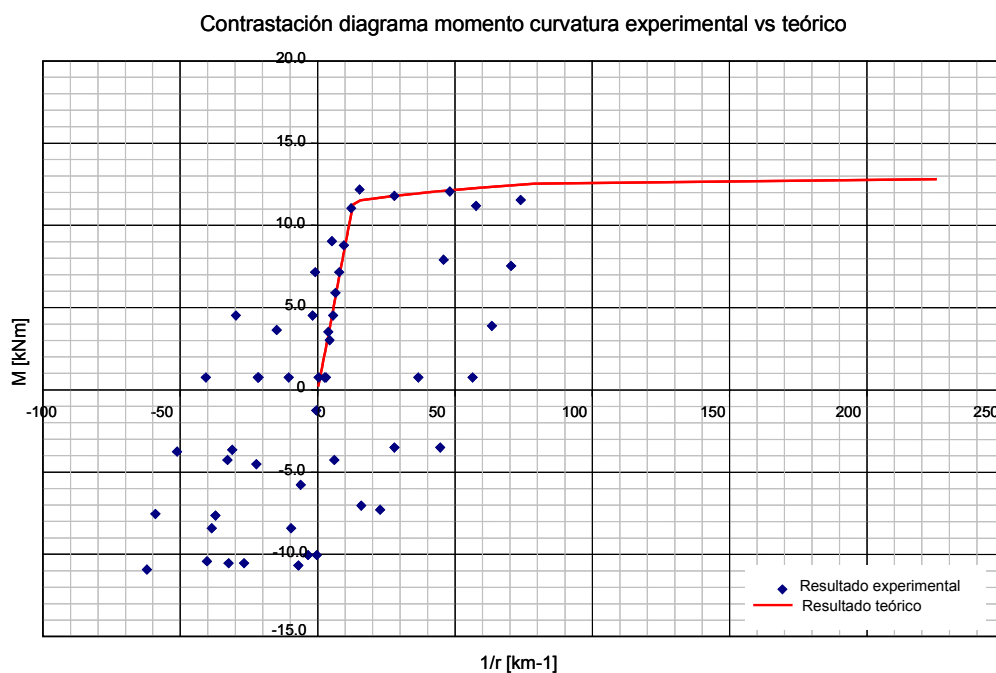


Figura 4.1 Diagramma momento-curvatura sperimentale di un pilone sottoposto a carico ciclico, sovrapposto a un diagramma momento-curvatura teorico per un carico monotono crescente

Il comportamento duttile sezionale dipende dalla grandezza assiale e dalla duttilità dei materiali che costituiscono la sezione.

Nella figura 4.2 si osserva il comportamento di una sezione circolare, con due tipi di equazioni costitutive. Nel quadrante in alto a sinistra sono presenti i diagrammi di interazione, in quello a destra i diagrammi momento-curvatura e in quello in basso a sinistra i valori di duttilità sezionale e delle deformazioni per una pila incassata articolata con sezione circolare e armatura costante.

Gráfico comparativo. Diagrama de interacción – Diagrama momento curvatura – Ductilidad en términos de curvaturas
Cuantía volumétrica de confinamiento variable. Hormigón sin confinar

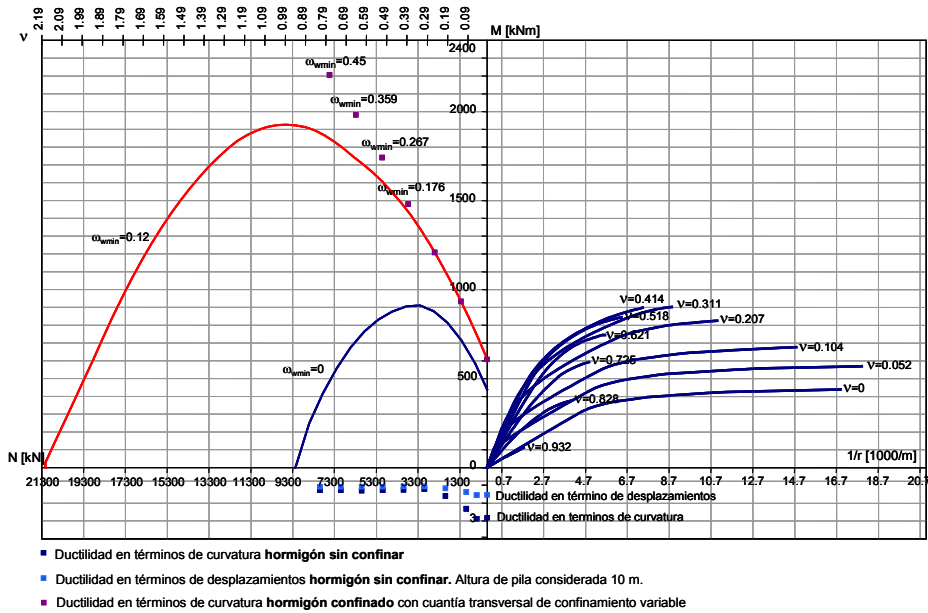


Figura 4.2.a Comportamento di una sezione circolare. Equazioni costitutive di stato limite ultimo

Gráfico comparativo. Diagrama de interacción – Diagrama momento curvatura – Ductilidad en términos de desplazamientos. Cuantía volumétrica de confinamiento variable. Hormigón confinado

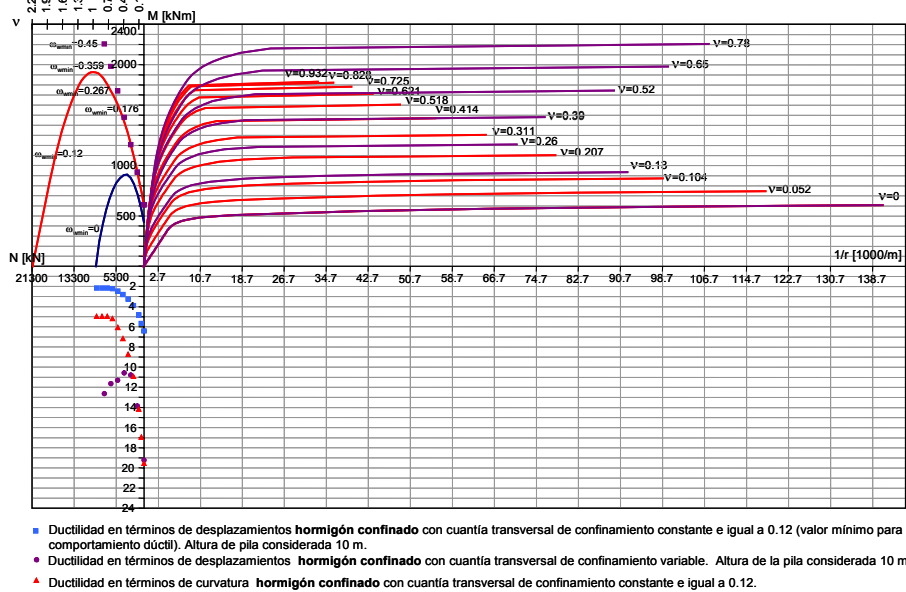


Figura 4.2.b Comportamento di una sezione circolare. Equazioni costitutive rappresentative del comportamento nominalmente reale.

Nelle figure 4.2.a e b sono rappresentati due diagrammi di interazione. Quello con minore capacità di resistenza è stato ottenuto tenendo conto delle ipotesi usate per calcolare la capacità di resistenza di una sezione sottoposta a tensioni normali in stato limite ultimo.

E' stato considerato che l'acciaio si rompe con una deformazione del 10 % e che lavora con un diagramma tensione-deformazione bilineare con un valore di limite elastico pari a $f_{yd}=f_{yk}/1.0$.

Per il cemento è stato usato un diagramma parabola-rettangolo con una deformazione massima del 3,5 % e una tensione massima di $0,85 f_{cd}$, con $f_{cd}=f_{ck}/1,3$.

I coefficienti di riduzione dei materiali sono quelli corrispondenti alla situazione accidentale sismica.

Esternamente è stato rappresentato il diagramma di interazione della sezione per condizioni che potrebbero essere definite come capacità di resistenza più probabile. Il diagramma completo disegnato ha una tolleranza volumetrica di contenimento costante e pari a 0,12. Inoltre per vari assi sono stati rappresentati punti sparsi che rappresentano varie tolleranze di contenimento, i quali aumentano con l'aumentare dell'asse.

Per la loro determinazione è stato usato un diagramma tensione-deformazione medio per l'acciaio. L'acciaio utilizzato è quello ad alta duttilità B500SD. Per questo tipo di acciaio i costruttori definiscono un diagramma tensione-deformazione tipico e medio [12].

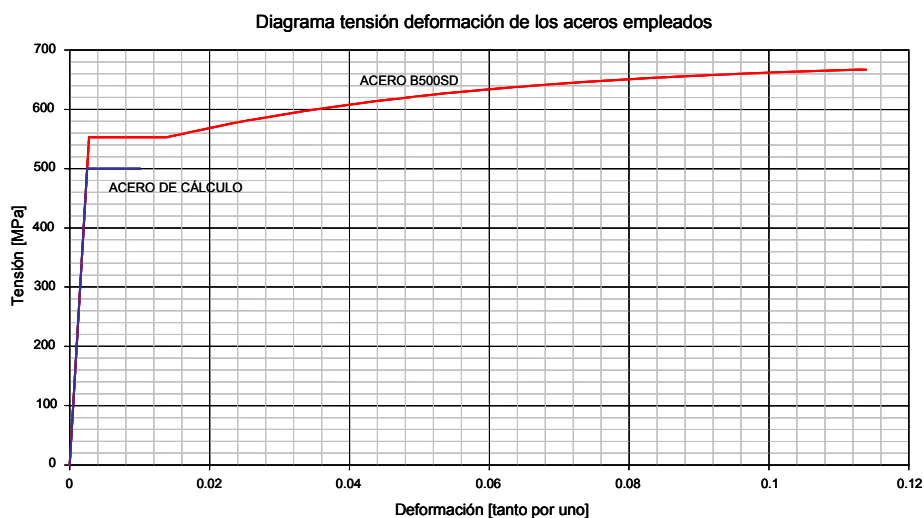


Figura 4.3 Diagramma tensione-deformazione medio dell'acciaio ad alta duttilità B500SD calcolato. Per il cemento è stato usato un diagramma tensione-deformazione che consente di tenere conto dell'effetto del contenimento. Il contenimento crea un aumento della capacità di resistenza alla compressione, soprattutto in sezioni circolari con armatura trasversale elicoidale, e un fortissimo aumento della duttilità del cemento. Nella figura 4.4 sono rappresentati vari diagrammi tensione-deformazione per il cemento compresso, per varie tolleranze di contenimento, usando il modello proposto da Mander [13].

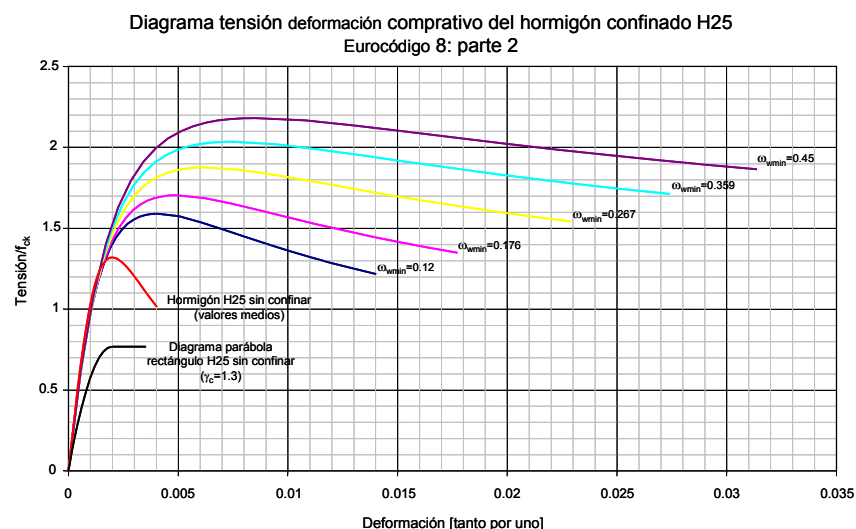


Figura 4.4 Diagrammi tensione-deformazione del cemento per una sezione circolare con varie armature di contenimento e calcolate

Nelle stesse figure sono rappresentati dei diagrammi momento-curvatura. Nella figura 4.2.a sono rappresentati per vari assi i diagrammi momento-curvatura con le equazioni costitutive di stato limite ultimo. Nel quadrante in basso a sinistra è rappresentata la duttilità sezionale per ogni asse. Come si può vedere la duttilità sezionale ottenuta con queste equazioni costitutive è estremamente modesta. Inoltre si può notare che con l'aumento dell'asse il comportamento diventa sempre meno duttile. Il comportamento duttile in sezioni di cemento si ottiene per mezzo della duttilità dell'acciaio e quindi per sezioni che si rompono con l'acciaio.

Nella figura 4.2.b sono rappresentati, sempre per vari assi, diagrammi momento-curvatura che tengono conto per l'acciaio di un diagramma di tensione-deformazione con valori medi, e per il cemento dell'effetto del contenimento. Si può osservare che il comportamento ha la stessa tendenza presente nei diagrammi precedenti, l'aumento dell'asse fa diminuire la duttilità. Tuttavia la duttilità sezionale reale che si ottiene è notevolmente superiore, grazie alla maggiore duttilità dell'acciaio. Inoltre la diminuzione di duttilità è presente per assi maggiori perché, a causa del comportamento più resistente e particolarmente più duttile del cemento contenuto, la rottura da parte dell'acciaio si verifica per assi molto più grandi.

Nella figura 4.5 è rappresentato il comportamento di una pila incassata nella fondazione e articolata sull'impalcato, con duttilità sufficiente per la formazione di un'articolazione plastica nell'incasso con la fondazione.

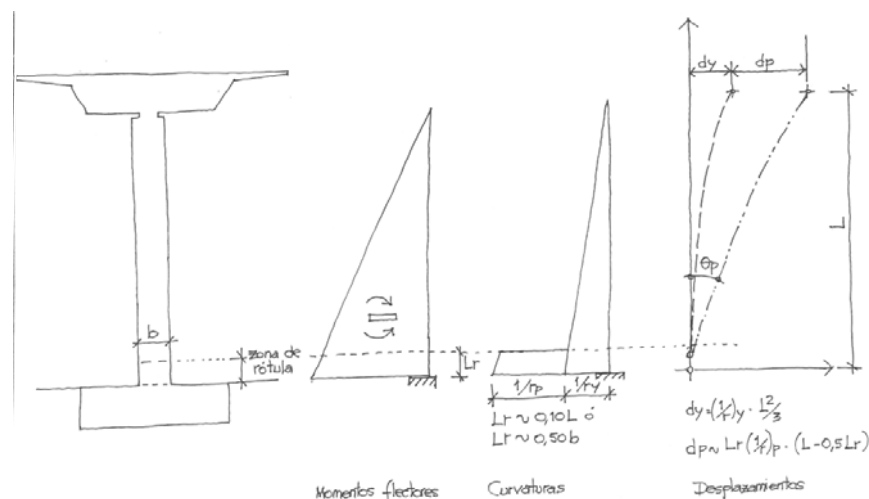


Figura 4.5 Comportamento duttile di una pila [14]

Lo spostamento in testa ha due componenti, uno elastico d_y e uno non lineare d_p . La duttilità in termini di deformazione è definita come

$$\mu_\Delta = \frac{(d_y + d_p)}{d_y} \quad [4.1]$$

Inoltre la duttilità sezionale può essere messa in rapporto con la duttilità deformazionale rappresentata nella figura 4.2.

$$\mu_\phi = 1 + \frac{\mu_\Delta - 1}{3(L_r/L) [1 - 0,5(L_r/L)]} \quad [4.2]$$

Come si può osservare, questa equazione mette in evidenza il fatto che per ottenere una duttilità in termini di deformazione relativamente piccola è necessaria una duttilità sezionale alta. Inoltre questo rapporto dipende dal rapporto tra la lunghezza dell'articolazione plastica e

la lunghezza della pila. Quanto maggiore è la lunghezza dell'articolazione plastica, maggiore è la domanda di duttilità sezionale.

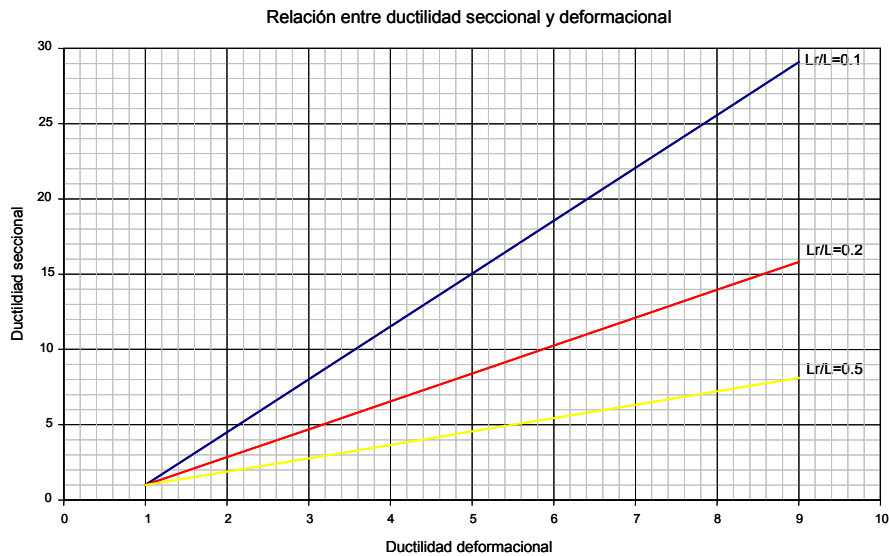


Figura 4.6 Rapporto tra la duttilità in termini di deformazione e la duttilità sezionale, per vari rapporti di lunghezza dell'articolazione plastica e della lunghezza della pila

La figura 4.2.b mostra la duttilità in termini di deformazione per una pila con una sezione circolare studiata di 10 m. di altezza. L'articolazione plastica è stata determinata secondo il diagramma momento-curvatura e risulta all'incirca pari a 1/10 dell'altezza della pila.

Nei ponti di questo tipo è possibile mettere in rapporto la duttilità in termini di deformazione con il coefficiente di comportamento, perciò è necessario studiare il comportamento delle strutture duttili con caratteristiche diverse in termini di frequenza.

La figura 4.7 mostra lo spettro di risposta e i vari comportamenti strutturali possibili, a seconda delle caratteristiche dinamiche delle strutture [15].

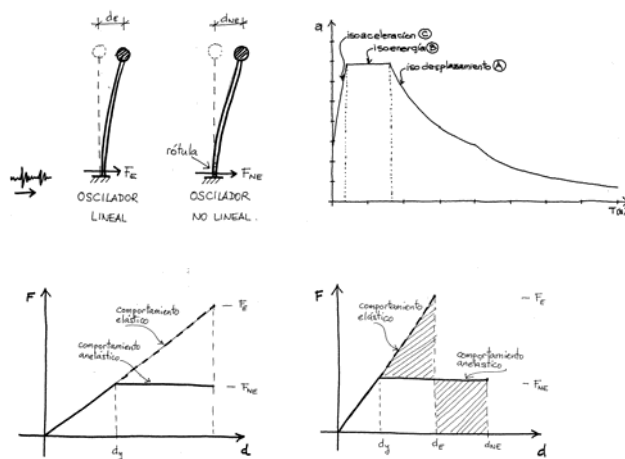


Figura 4.7. Spettro di risposta e diversi comportamenti strutturali di ponti duttili

Il comportamento dinamico non lineare delle strutture dipende dalla scala di periodi in cui si trova la modalità fondamentale di vibrazione nella direzione considerata. A tal fine lo spettro viene solitamente diviso in tre zone.

Zona discendente (A). In questa zona, che corrisponde a periodi alti, la deformazione massima osservata in un oscillatore semplice a comportamento elastico e lineare è simile a

quella di un oscillatore non lineare. Principio dello spostamento unitario. In questo caso il coefficiente di comportamento q , che consente di ridurre le sollecitazioni ottenute a partire dallo spettro elastico $F_{NE} = \frac{F_E}{\mu}$, coincide con la duttilità in termini di deformazione. Molti dei ponti che vengono progettati hanno periodi che rientrano in questa zona.

Zona piana (B). Questa zona corrisponde alla zona delle accelerazioni massime. In questa zona si osserva che l'energia di deformazione degli oscillatori lineari e non lineari è simile. Il coefficiente di comportamento non coincide più con la duttilità in termini di spostamento, $F_{NE} = \frac{F_E}{\sqrt{(2\mu - 1)}}$. Per lo stesso coefficiente di comportamento q è necessaria maggiore duttilità

in termini di deformazione. Anche in questo caso le deformazioni sono maggiori di quelle elastiche e devono essere tenute in considerazione nelle stime delle deformazioni effettuate per il progetto.

Zona periodi bassissimi (C). Questa zona corrisponde agli elementi molto rigidi, come i passaggi inferiori, che subiscono un'accelerazione simile a quella del suolo. In questa zona è applicabile il principio di accelerazione unitaria tra il sistema lineare e non lineare e quindi non può esservi una riduzione delle sollecitazioni elastiche, ragion per cui il coefficiente di comportamento deve essere sempre pari a 1.

La tabella 4.1 riassume i concetti esposti.

Zona A	Spostamento unitario	$F_{NE} = F_E/\mu$	$d_{NE} = d_E$
Zona B	Energia unitaria	$F_{NE} = \frac{F_E}{\sqrt{(2\mu - 1)}}$	$d_{NE} = \frac{d_E \cdot q}{\sqrt{(2\mu - 1)}}$
Zona C	Accelerazione unitaria	Non c'è riduzione di sollecitazioni $q=1$	

Tabella 4.1 Comportamenti diversi con strutture a comportamento non lineare a seconda del periodo di modalità principale di vibrazione [14].

Per i ponti normali i coefficienti di comportamento per i diversi tipi di ponte possono essere definiti dalla normativa, mentre per gli altri tipi di ponti occorre adottare valori, eseguire il dimensionamento dei vari elementi strutturali e infine verificare, tramite calcoli speciali (spinta progressiva non lineare statica [15]), che la duttilità adottata sia possibile nel ponte progettato.

C'è un altro aspetto formulato già da molto tempo [16]: la necessità di progettare la struttura tenendo conto della capacità di resistenza delle sezioni che condizionano il comportamento. Questo è il progetto antisismico. E' evidente che se si vuole avere un comportamento duttile nelle sezioni delle articolazioni plastiche, la capacità di resistenza di queste ultime deve condizionare la capacità di resistenza del resto delle sezioni e delle sezioni sollecitate a ulteriori sollecitazioni.

La figura 4.8 mostra il caso di una pila di ponte sottoposta ad azione sismica.

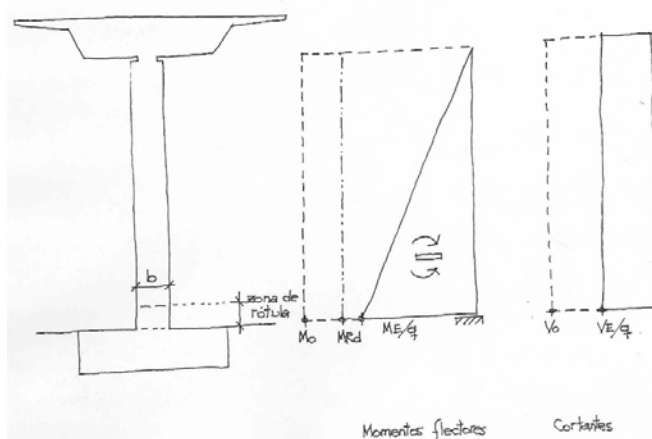


Figura 4.8 Capacità di resistenza di una pila sottoposta ad azioni sismiche. Progetto antisismico.

Le sezioni più sollecitate, quelle dell'incasso della pila nella fondazione, sono sottoposte a sollecitazioni determinate con lo spettro elastico, M_E in figura.

Se si presuppone un comportamento duttile, tali sollecitazioni si riducono alla grandezza M_E/q . Con questo momento ridotto, in concomitanza con l'asse a causa delle azioni coinvolte nella situazione sismica, si procede al dimensionamento dell'armatura utilizzando i criteri generali previsti dal metodo degli stati limite.

La capacità di resistenza così ottenuta M_{Rd} è una capacità teorica che sottovaluta la capacità di resistenza reale. La sovraresistenza su tale capacità teorica progettuale, definita secondo il metodo degli stati limite, è dovuta a vari fattori. In primo luogo al fatto che l'armatura predisposta normalmente è superiore a quella teoricamente necessaria e, in secondo luogo, al fatto che le equazioni costitutive dei materiali sottovalutano la resistenza reale. Ciò è dovuto al fatto che i valori più probabili sono quelli intermedi, non quelli tipici e tanto meno quelli derivanti dal calcolo; inoltre i materiali (l'acciaio ad alta duttilità e il cemento contenuto) hanno un comportamento, dal punto di vista sia della resistenza che della duttilità, che non viene rispecchiato nel dimensionamento eseguito.

Se si valuta con equazioni costitutive più realistiche la capacità di resistenza delle sezioni delle zone delle articolazioni plastiche, si può determinare l'iper-resistenza che possiedono.

Nella figura 4.9 è rappresentata l'iper-resistenza della pila circolare studiata nella figura 4.2. Sono rappresentati i diagrammi di interazione corrispondenti alle equazioni costitutive usate per il dimensionamento in stato limite ultimo. E' rappresentata la capacità di resistenza per le equazioni costitutive con valori intermedi per l'acciaio ad alta duttilità usato e il cemento contenuto. E' chiaro che la capacità di resistenza a flessione composta è di gran lunga superiore a quella ipotizzata nel dimensionamento. L'aumento è maggiore via via che aumenta l'asse.

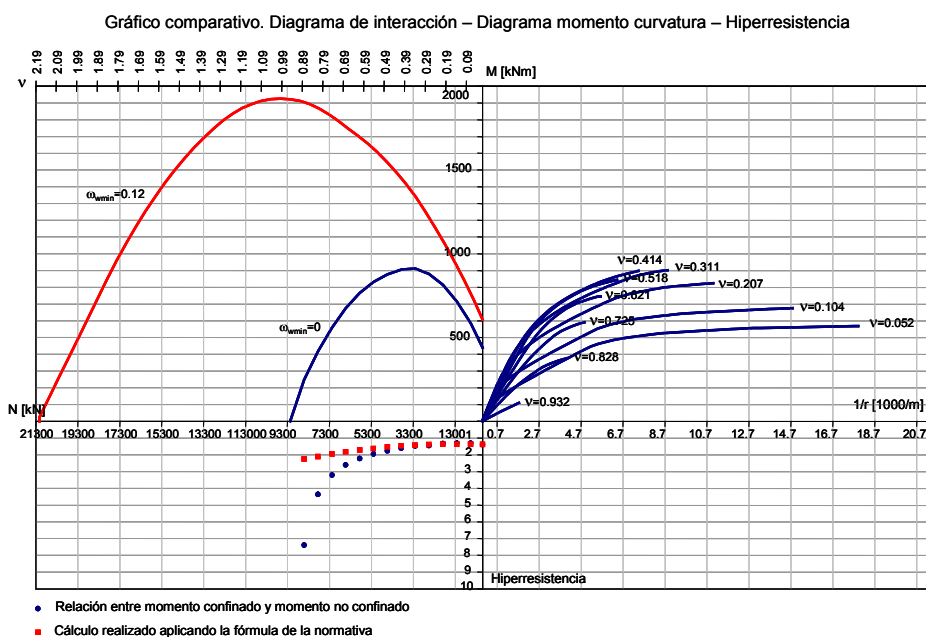


Figura 4.9 Iper-resistencia di sezioni sottoposte a flessione composta

Se le sezioni hanno una capacità di resistenza tale da resistere a tensioni normali, in caso di azione sismica devono avere la capacità di resistere anche a sollecitazioni complementari, come ad esempio quelle dell'onda di taglio.

PROGETTO CONCETTUALE DI PONTI IN ZONA SISMICA

Negli ultimi tempi tutti parlano di progetto concettuale e sicuramente questa espressione ha una definizione diversa per ciascuno. Forse la cosa più grave è che non è stato mai fatto lo sforzo di definirla esattamente e questo non contribuisce molto alla sua diffusione, tanto necessaria nel mondo dell'ingegneria strutturale.

Anche se gli autori di questa relazione devono fare uno sforzo improvvisato per cercare di definire la nozione di progetto concettuale, riteniamo che possa essere determinata come la proposta di una soluzione strutturale ottimale a un problema strutturale correttamente impostato.

L'ingegnere strutturale deve fare uno sforzo per definire il problema nel modo più dettagliato possibile, e questa definizione spesso richiede al cliente una capacità di identificare condizioni per cui la maggior parte delle volte non è preparato. L'ingegnere strutturale deve partecipare attivamente alla definizione del problema, dando anche tutte le indicazioni necessarie per far sì che il cliente possa assumersi le responsabilità che gli competono.

Quindi il progetto concettuale è il processo di ricerca della soluzione ottimale, necessaria per la risoluzione di un problema multivariabile che non può essere risolto con lo stesso livello di eccellenza in tutti i suoi aspetti. E' un processo personale, che ciascuno può affrontare in modo diverso. Ciononostante, secondo gli autori di questo documento per poter affrontare tale processo sono indispensabili una metodologia precisa e alcuni fattori fondamentali:

- Conoscenza o più esattamente comprensione dei problemi strutturali.

- Lavoro intenso. Capacità di cercare la soluzione adatta senza limitarsi alla prima che si trova.
- Permeabilità. Essere in grado di pensare a varie soluzioni, con materiali diversi, con processi diversi, con tipologie diverse, in momenti diversi della vita utile della struttura.
- Umanità.

Detto questo, e solo dopo aver esposto questi principi generali, è possibile affrontare alcune idee che possono essere tenute in considerazione nel progetto concettuale, cioè la scoperta di una soluzione adatta, per un ponte ubicato in una zona sismica.

E' evidente che la proposta di una soluzione per un ponte in zona sismica non dipende soltanto dall'azione sismica, perciò occorre tenere conto di tutti i condizionamenti che influiscono sul problema nella loro totalità. Nel riferimento [1] si propone una lista di caratteristiche strutturali ideali che dovrebbe avere un ponte in zona sismica.

- I ponti devono essere prevalentemente dritti. Il comportamento di ponti curvi e obliqui ha una risposta più complessa.
- Gli impalcati devono essere preferibilmente continui, con il minor numero di giunti possibile. Gli impalcati isostatici o con molti giunti non sono ridondanti e possono presentare problemi di sostegno se si sottovaluta la lunghezza della superficie da posare sugli appoggi.
- Le fondazioni devono essere eseguite su materiali adeguati. I terreni molli amplificano gli spostamenti, possono dare luogo a problemi di liquefazione e a movimento di terrapieni.
- L'altezza delle pile dovrebbe essere simile. La differenza di altezze comporta rigidità diverse e la concentrazione del danno sulle pile più rigide.
- Le pile dovrebbero avere la stessa rigidità e resistenza in tutte le direzioni. Rigidità e resistenze diverse in direzione longitudinale e trasversale comportano un'inefficienza strutturale.
- Le luci dei vani devono essere moderate. Grandi luci comportano grandi carichi verticali, con una potenziale diminuzione della duttilità.
- Quando si adotta un comportamento duttile, le articolazioni plastiche devono apparire fondamentalmente sulle pile e in zone accessibili agli interventi di ispezione e riparazione.

Evidentemente nella maggior parte dei casi è possibile osservare soltanto alcune di queste condizioni, ma è interessante tenerne conto per cercare di mitigare, con la soluzione proposta, alcuni degli aspetti che si presentano quando non si rispettano le caratteristiche ideali descritte.

Inoltre questa lista mette in evidenza un altro aspetto fondamentale da tenere in considerazione nel progetto concettuale: il gran numero di incertezze e lacune di conoscenza o comprensione con cui dobbiamo convivere, e che possono essere risolte in modo adeguato, a livello progettuale, soltanto se si supera la frontiera di quanto già studiato e si punta su idee innovative.

Di seguito elenchiamo vari aspetti da prendere in considerazione per il progetto di un ponte.

L'impalcato generalmente non è compreso nello schema di resistenza del ponte in caso di azione sismica. Ciononostante occorre tenere conto almeno dei seguenti fattori.

In primo luogo è estremamente importante definire adeguatamente le condizioni di appoggio tra l'impalcato e l'infrastruttura, per garantire che si possano verificare le deformazioni necessarie dovute al sisma tenendo l'impalcato sempre appoggiato. La definizione dei punti di appoggio dell'impalcato, con un gioco adeguato, è molto importante per raggiungere questo scopo.

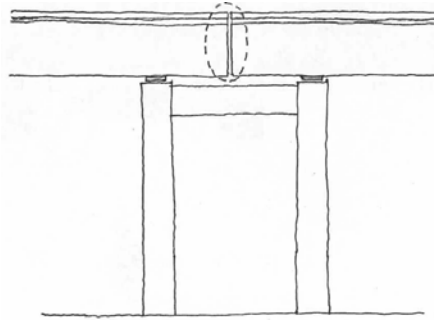


Figura 5.1 Condizioni di appoggio dell'impalcato sull'infrastruttura.

Un altro problema importante è la definizione dei giunti, per consentire i movimenti stimati ed evitare il martellamento tra l'impalcato e la parete della spalla o tra gli impalcati, lateralmente, nel caso di ponti a due carreggiate separate da una intermedia minima.

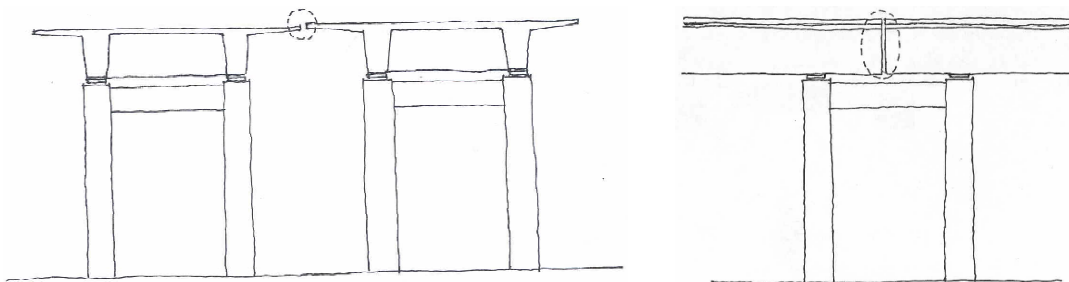


Figura 5.2 Giunti longitudinali tra vani o tra impalcato e spalla, o giunti trasversali tra impalcati.

Oltre a questi problemi geometrici, per i ponti di cemento precompresso è necessario verificare l'effetto che può avere l'azione sismica verticale. Generalmente il precompresso viene dimensionato in modo tale da compensare l'effetto dei carichi verticali, di solito quelli permanenti. Con l'azione sismica verticale l'effetto del carico permanente diminuisce e il precompresso può provocare sollecitazioni indesiderate in alcune zone, che devono essere tenute sotto controllo.

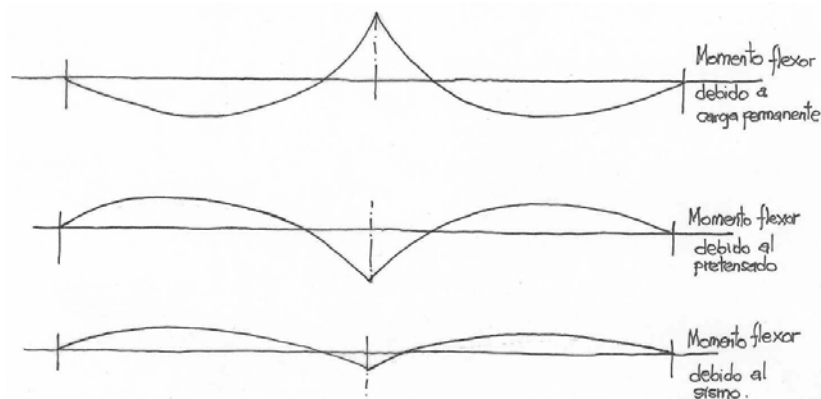


Figura 5.3 Effetto dell'azione del sisma verticale su ponti di cemento precompresso.

E' evidente che è molto importante ridurre al minimo il peso proprio delle soluzioni di cemento, dato che l'azione sismica sarà una funzione di quest'ultimo.

Come già detto, generalmente la resistenza alle azioni del sisma è a carico dell'**infrastruttura**.

Per le strutture a comportamento duttile in cui è ammesso un certo danno riparabile per dissipare l'energia sismica, le zone in cui si formano le articolazioni plastiche devono essere visibili per poter essere sottoposte a ispezione e accessibili affinché si possano eseguire interventi di riparazione.

Come già visto, è sulle pile che generalmente si formano le articolazioni plastiche. Per ottenere un comportamento come quello illustrato nel paragrafo 4 le pile devono essere incassate nella fondazione e fissate all'impalcato.

Sui ponti corti le pile possono essere fissate all'impalcato con un'articolazione che consenta di far passare i carichi inerziali dell'impalcato e le rotazioni per non trasferire i momenti. Questa soluzione, che consente una gestione adeguata dei movimenti dell'impalcato senza provocare grandi effetti sulle pile, in Spagna praticamente non viene mai adottata.

Nei ponti di lunghezza media, per ridurre al minimo l'effetto delle fluttuazioni di temperatura e degli effetti reologici di deformazione viscosa e ritiro, la tendenza generalizzata è quella di appoggiare l'impalcato su elementi in neoprene.

Il neoprene fa aumentare la flessibilità dell'impalcato e di conseguenza il periodo proprio della struttura. Questa situazione può essere particolarmente adatta per i ponti costruiti su terreni duri, dato che l'aumento del periodo proprio consente una diminuzione dell'azione sismica. Questa situazione può non verificarsi sui terreni molli a causa della forma dello spettro, generalmente spostato verso le basse frequenze.

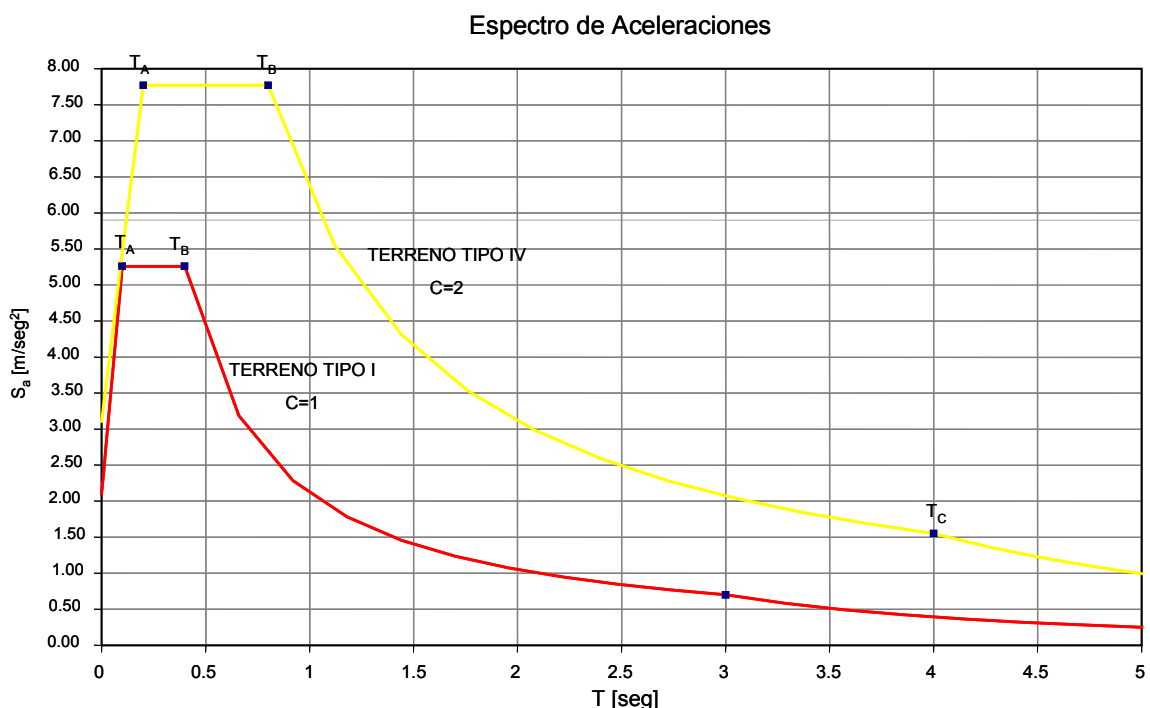


Figura 5.4 Effetto di flessibilità provocato dagli elementi in neoprene in rapporto all'azione sismica

D'altro canto la flessibilità conferita dagli elementi in neoprene rende quasi impossibile la formazione delle articolazioni plastiche: parte della deformazione della pila viene spesa per deformare il neoprene, per cui non si riesce ad ottenere la formazione delle articolazioni plastiche. La figura 5.5 mostra il caso di una pila con elemento in neoprene in cui si verificano queste condizioni.

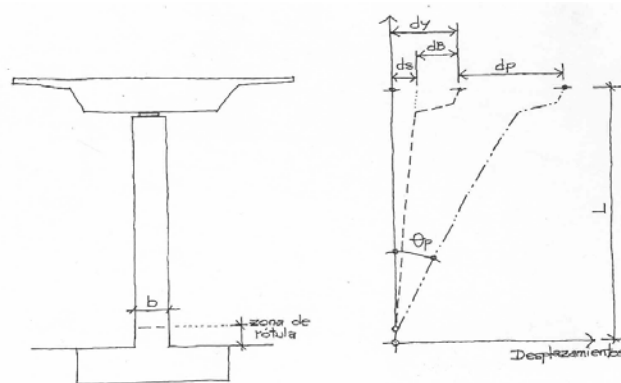


Figura 5.5 Comportamento di una pila incassata nella fondazione e collegata all'impalcato tramite un elemento in neoprene

In questi casi, per ottenere un comportamento duttile occorre garantire che per l'azione sismica l'impalcato rimanga fissato all'infrastruttura, alle pile.

Trasversalmente si può ottenere questo comportamento impiegando fine corsa sismici. Longitudinalmente, usando elementi di blocco per azioni rapide. Sul mercato esistono dispositivi che consentono il movimento dell'impalcato in caso di azioni lente, come la temperatura e le azioni reologiche, sugli elementi in neoprene, ma che si bloccano in caso di azioni rapide, come la frenatura e le azioni sismiche, tenendo l'impalcato fissato alle pile.

Per ponti molto lunghi, per consentire i movimenti orizzontali con il tempo, di solito si appoggia l'impalcato su elementi in neoprene per le pile più vicine al punto fisso e con un minor numero di movimenti, e su elementi in teflon per le pile più lontane dal punto fisso e con un maggior numero di movimenti.

In questi casi, per fissare l'impalcato alle pile in caso di azione sismica si possono usare trasversalmente o longitudinalmente le stesse soluzioni indicate per i casi di luci medie. Quando si usa il teflon, l'impalcato può essere ancorato trasversalmente tramite elementi in teflon guidati con un'adeguata capacità di resistenza trasversale.

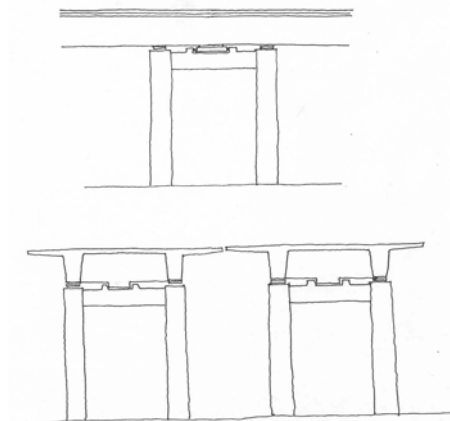


Figura 5.6 Fine corsa sismici ed elementi di bloccaggio per il fissaggio longitudinale di ponti appoggiati su elementi di neoprene o teflon.

Inoltre occorre tenere presente che gli appoggi di neoprene ne fanno aumentare la rigidità in caso di azioni dinamiche. Lo stesso discorso vale anche per l'attrito degli appoggi scorrevoli in teflon, che hanno un attrito dell'ordine del 3% per i movimenti lenti, che può aumentare fino al 10% per le sollecitazioni dinamiche.

Infine occorre tenere presente che, a causa dell'azione verticale del sisma, possono verificarsi variazioni sull'asse degli appoggi da tenere in considerazione in fase di progettazione degli stessi. Di fondamentale importanza è la diminuzione dell'asse, che può far staccare l'impalcato dall'appoggio.

Per quanto riguarda la geometria delle pile, quelle che meglio si adattano all'azione sismica sono quelle circolari per altezze modeste e quelle cave per altezze maggiori, che hanno la stessa resistenza in tutte le direzioni. Generalmente è importante avere la simmetria maggiore sulle due direzioni principali.

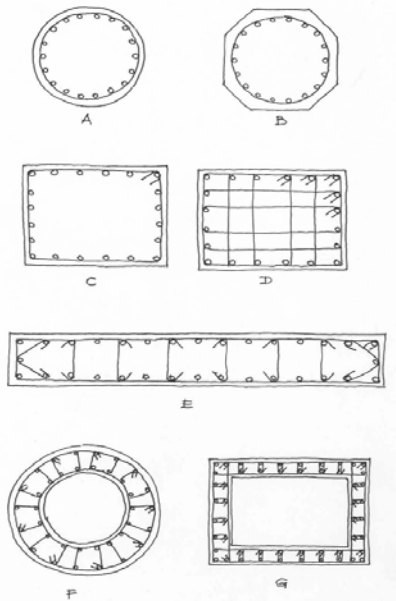


Figura 5.7 Varie sezioni trasversali di pile.

Per i ponti a comportamento duttile le sezioni circolari possono anche essere armate con cornici circolari che ne ottimizzano la capacità di contenimento. Nelle sezioni cave circolari le condizioni di contenimento non sono tanto favorevoli per la cornice interna, che per garantire un comportamento duttile deve essere ancorata tramite ganci a forma di uncino.

Per i ponti con luci e larghezze modeste l'infrastruttura può essere risolta con una sola pila. Per i ponti di larghezza o carico maggiori è indispensabile scegliere disposizioni con molti piloni. In questi casi una soluzione adatta può essere la disposizione di pile con quattro piloni.

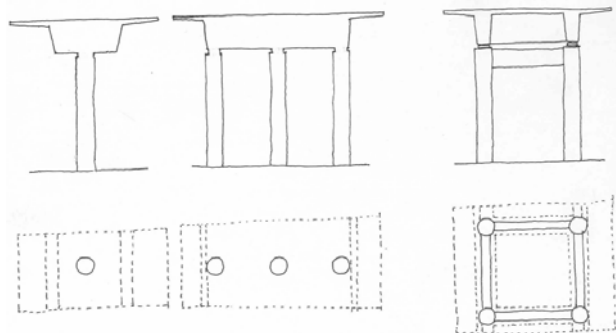


Figura 5.8 Varie disposizioni di pile.

Le spalle hanno un comportamento estremamente condizionato dal loro intervento sulla capacità di resistenza alle azioni sismiche.

Per i ponti corti si può portare l'azione del sisma sulla spalla affinché quest'ultima eserciti una resistenza completa. In questo caso la struttura risulta molto rigida e con accelerazioni prossime a quelle del terreno. In questo caso le pile intermedie, che hanno una rigidità scarsa in confronto a quella della spalla, non contribuiscono a resistere al sisma. Inoltre si può considerare l'effetto della spinta passiva del terreno nella direzione del sisma, che risulta estremamente efficace.

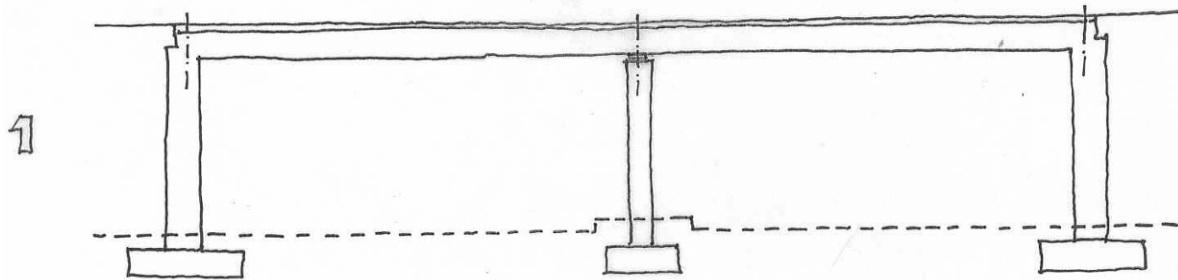
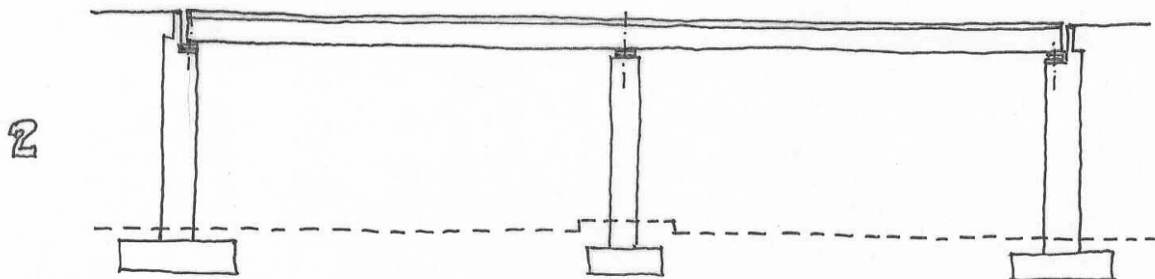


Figura 5.9 Ponti corti con spalle sismicamente attive, per le forze inerziali dell'impalcato.

Per i ponti in cui le pile oppongono resistenza alle forze orizzontali, il collegamento tra l'impalcato e la spalla deve essere molto flessibile, per non trasferire le forze inerziali dell'impalcato. D'altra parte la spalla deve assorbire, dal punto di vista della resistenza, le spinte del terreno incrementate dall'effetto sismico.



In alcuni casi per avere una rigidità uniforme si può prendere in considerazione la possibilità di utilizzare una pila davanti alla spalla, per evitare di coinvolgere la spalla nel meccanismo di resistenza.

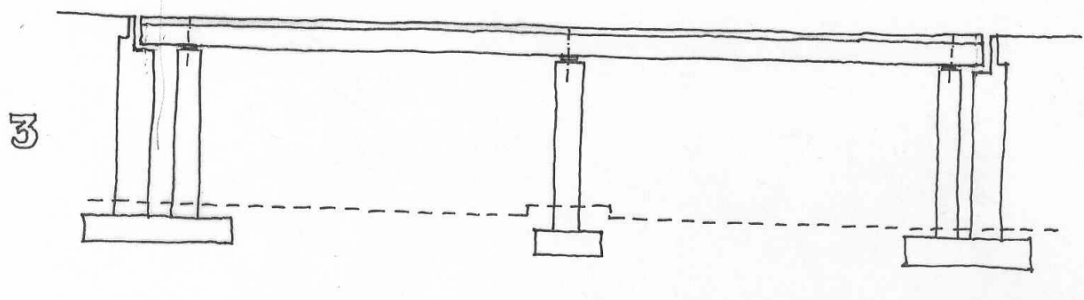


Figura 5.11 Pila-spalla

Per i ponti ferroviari, in cui le azioni di frenatura sono estremamente importanti, in molti casi la resistenza viene esercitata nella spalla. Nei ponti di questo tipo costruiti in zone sismiche è interessante mantenere la spalla come elemento di resistenza al sisma longitudinale e usare ammortizzatori che pongano come limite superiore dell'azione sismica valori leggermente superiori a quelli creati dalla frenatura [14].

Per quanto riguarda le fondazioni, occorre tenere conto di tre aspetti fondamentali.

In primo luogo le fondazioni devono essere eseguite su terreni adeguati.

In secondo luogo le fondazioni dovrebbero avere un comportamento essenzialmente elastico, intendendo come tale il comportamento descritto nel paragrafo relativo al comportamento strutturale.

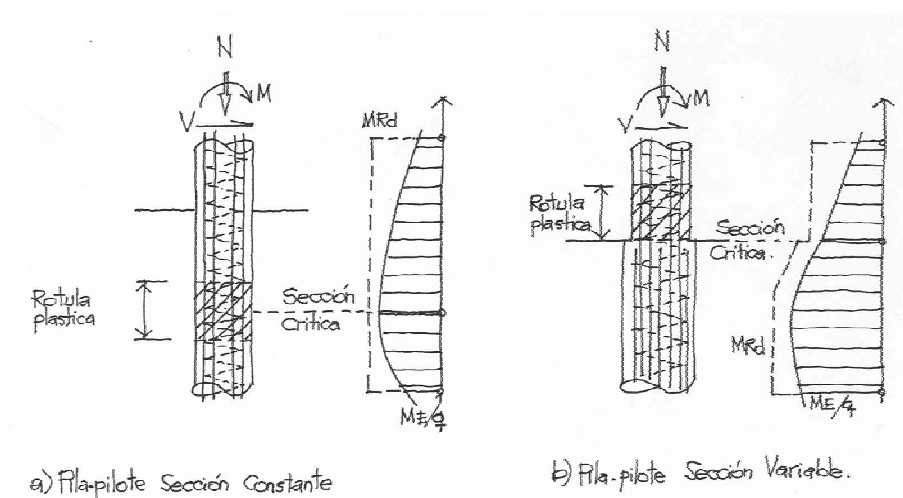


Figura 5.12 Pile pali. Variazione di rigidità per ottenere la formazione dell'articolazione plastica in una zona accessibile per gli interventi di ispezione e riparazione [1]

In terzo luogo devono essere dimensionati con sollecitazioni adeguate alla massima capacità di resistenza degli elementi che trasmettono loro il carico.

Infine va detto che anche in zone sismiche la definizione della soluzione di un ponte costituisce l'esercizio più interessante della vita professionale di un ingegnere strutturale. Conoscere, sondare, valutare, definire, dettagliare... in definitiva, fare un buon lavoro ingegneristico.

CONSIDERAZIONI FINALI

- I. Il progetto di un ponte deve essere eseguito tenendo conto delle varie azioni sismiche (in funzione della percentuale di probabilità che si verifichino eventi sismici nella zona) e delle diverse esigenze di ogni caso specifico. In questo modo è possibile ridurre al minimo l'investimento iniziale, avere una garanzia ragionevole del comportamento in caso di sismi frequenti e ammettere danni riparabili di una certa entità per sismi poco frequenti.
- II. Il comportamento strutturale del ponte è in certa misura un'opzione di progetto ben definita dal cliente o ben definita dal progettista.

Il progetto delle pile di ponti a comportamento duttile costruiti in zona sismica richiede una conoscenza profonda del comportamento dinamico lineare e non lineare della struttura. Perciò è necessario stabilire quale sarà la gerarchia di funzionamento delle varie articolazioni plastiche, dovendo verificare in fase di progettazione la possibilità reale di formazione di tali articolazioni e la loro capacità di raggiungere i livelli di duttilità non soltanto in termini di capacità di rotazione (duttività sezionale), ma anche in termini di spostamento (duttività in termini di spostamento).

L'applicazione della riduzione di sollecitazioni per comportamento duttile dipende dal collegamento tra impalcato, pile e spalle, non essendo possibile applicare, per esempio, riduzioni significative nel caso di pile con appoggi in neoprene.

- III. I ponti devono essere progettati per le azioni massime che possono essere esercitate sui vari elementi strutturali, che ne determinano la massima capacità di resistenza. La difficoltà di definire l'azione sismica fa sì che il progetto sia condizionato dalla capacità massima di una serie di sezioni o elementi strutturali che fungono da propulsori per il comportamento del resto della struttura. Per i ponti a comportamento duttile questi propulsori sono situati nelle zone in cui si prevede la formazione delle articolazioni plastiche.
- IV. Infine anche in zone sismiche la definizione della soluzione di un ponte costituisce l'esercizio più interessante della vita professionale di un ingegnere strutturale. Conoscere, sondare, valutare, definire, dettagliare... in definitiva, fare un buon lavoro ingegneristico.

RINGRAZIAMENTI

Questo lavoro è stato eseguito sotto la direzione del dott. Hugo Corres Peiretti, con la partecipazione della dott.ssa María Fernanda Defant Erimbaue, come parte del lavoro di ricerca in corso presso l'Università Politecnica di Madrid, Facoltà di Ingegneria Civile, previsto dall'accordo firmato tra IPAC e la fondazione Agustín de Betancourt.

BIBLIOGRAFIA

- [1] N. Priestley, F. Seible, G. Calvi. *Seismic design and Retrofit of Bridges*. Wiley-Interscience. 1996.
- [2] EERI, “*Northridge Earthquake Reconnaissance Report*,” *Earthquake Spectra*, Special Supplement to Vol. 11, Febbraio 1995, pagina 166.
- [3] Priestley, M. J. N., F. Seible, and G. MacRae, *The Kobe Earthquake of January 17, 1995: Initial Impressions from a Quick Reconnaissance*, Structural Systems Research Project, Report SSRP-95/03, Università della California, San Diego, Febbraio 1995, pagina 71.
- [4] Eurocodice 8 Progettazione di strutture in zona sismica Parte 2 Ponti 1998. Parte 1 e 2.
- [5] Caltrans, *Seismic Design Referentes*, California Department of Transportation, Sacramento, California, 1992.
- [6] Cheney, R. S., and R. G. Chassie, *Soils and Foundations Workshop Manual*, FHWA-HI-88-009, NHI Course 13212, Federal Highways Administration, Washington, D.C., 1982.
- [7] Calvi, G. M., M. Ciampoli, and P.E. Pinto, “Guidelines for Seismic Design of Bridges: Background Studies, Part 1” pagina 114: *European Earthquake Engineering*, Vol. 2, pagine 3-16.
- [8] Bozza della nuova normativa antisismica per ponti di cemento.
- [9] Efeito Bauschinger.
- [10] Medot R. Isolamento e ammortizzazione nella progettazione sismica. Convegno ACHE maggio 2004.
- [11] Oladapo, I. O., “*Rate of Loading Effect on Moment – Curvature Relation in Prestressed Concrete Beams*”, *ACI Journal*, Proceedings V. 61, N°7, Luglio 1964, pagine 871-887.
- [12] ARCER, “*Diagramas característicos de tracción de los aceros con características Especiales de Ductilidad, con Marca Arcer*”.
- [13] J. B. Mander, M. J. N. Priestley, and R. Park, Fellow, ASCE, “*Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete*”, *Journal of Structural Engineering*, vol 114, N°8, Agosto 1988, pagine 1804-1826.
- [14] Romo J., Sanchez J., Corres H. Discussione sui criteri progettuali della sottostruttura di ponti ferroviari in zona sismica. Convegno sui Ponti Ferroviari. Gruppo spagnolo dell’IABSE. Giugno 2002.
- [15] Corres H., Romo J., Perez A.. Chacao Channel Bridge. Seismic Design Basis and Seismic Bridge Design. Fib Symposium Concrete Structures en Seismic Regions. Atene. 2003.
- [16] Park R., Paulay T. “*Reinforced Concrete Structures*”, Wiley – Interscience Publication, 1975.