Università degli Studi di Trento
Università degli Studi di Brescia
Università degli Studi di Padova
Università degli Studi di Trieste
Università degli Studi di Udine
Università IUAV di Venezia

DOTTORATO DI RICERCA

MODELLAZIONE CONSERVAZIONE E CONTROLLO DEI MATERIALI
E DELLE STRUTTURE

MARCO PRETI

INDAGINE SPERIMENTALE E VALUTAZIONE ANALITICA SULLA DUTTILITÀ DEI SETTI DI CONTROVENTO IN SCALA REALE SOTTOPOSTI A CARICHI CICLICI

Relatori: Ezio Giuriani
Paolo Riva

2006

UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI TRENTO
Dottorato in Modellazione, Conservazione e Controllo delle Strutture
XVIII Ciclo

Oreste Bursi

Esame finale: 13 Febbraio 2006

Commissione esaminatrice:
Prof. Davide Bigoni
Prof. David P. Stoten
Prof. Ray W. Ogden
Prof. Enrico Spacone
Prof. Behrouz Gatmiri

INDICE

SOMMARIO

Il lavoro affronta lo studio della duttilità dei setti di controvento antisismici in cemento armato.
I setti di controvento, grazie alla loro elevata rigidezza, consentono di organizzare in modo efficace la struttura degli edifici ordinari per la resistenza alle azioni sismiche.
Il loro comportamento per deformazioni oltre il limite elastico pone tuttavia ancora dei problemi, in particolare dovuti all'incertezza relativa alla duttilità di questi elementi. Recenti lavori sperimentali [G2] hanno infatti messo in evidenza il rischio di una crisi per taglio alla base dei setti di controvento che può penalizzare fortemente la loro duttilità. In particolare un'insufficiente resistenza allo scorrimento per taglio nella zona critica alla base del setto può portare ad un collasso prematuro della struttura, prima che questa abbia raggiunto il limite di massima deformazione per flessione. Lo scorrimento e il collasso per taglio possono, in particolare, aver luogo in corrispondenza di una fessura anomala trasversale che, per le elevate deformazioni plastiche dell'armatura, può assumere un'ampiezza considerevole e dar luogo quindi un piano debole di scorrimento per il setto rispetto alla sua fondazione.
Viene qui presentata un'indagine sperimentale su un setto in scala reale, dimensionato con riferimento ad un edificio di cinque piani fuori terra. Il setto è stato sottoposto ad una sollecitazione orizzontale ciclica alternata, in regime statico, con passi di carico imposti in controllo di spostamento. La prova sperimentale ha l'obiettivo di studiare la duttilità dei setti di controvento e la possibilità di evitare il collasso per taglio già descritto. In tal senso lo studio si propone di verificare l'efficacia di alcune disposizioni costruttive, suggerite anche dalle precedenti prove, che consentirebbero di garantire una sovraresistenza al taglio nella zona critica soggetta a deformazioni plastiche e danneggiamento dei materiali.
Accanto alla prova sperimentale il lavoro propone una discussione sul significato e sul ruolo della duttilità per i setti di controvento e una sua valutazione semplificata per via analitica.

Sulla base dei risultati sperimentali e delle considerazioni ricavabili dall'applicazione del modello analitico, lo studio suggerisce un approccio di progetto che consente di evitare il collasso prematuro per taglio, attraverso una distribuzione uniforme delle armature longitudinali di grosso diametro nella sezione, e il raggiungimento di duttilità elevate. Nel caso specifico il setto di indagine ha raggiunto una duttilità in termini di spostamento superiore a sei, con un drift massimo indagato del 2,5%, senza decadimento di resistenza e senza mostrare significativi fenomeni di scorrimento nella zona critica di base.

La prova ha permesso di valutare l'estensione della regione a comportamento plastico e dare indicazioni sulla lunghezza della cerniera plastica equivalente.

ABSTRACT

The work deals with the study of the ductility of reinforced concrete structural seismic walls.
The structural walls, thanks to their rigidity, give the possibility to efficiently organize the structure of common buildings for seismic actions. In the inelastic range of deformations their behaviour it is not completely explored, and particular uncertainties are related to their ductility. Recent experimental works [G2] have shown the risk of shear collapse at the base of the walls, that can penalize their ductility. Inadequate sliding shear resistance allocated in the critical region at the base of the wall can anticipate the collapse of the wall, before the reaching of its maximum flexural deformation capacity. In particular sliding deformation and collapse can localize at anomalous horizontal cracks at the base of the wall, which may reach significant width in consequence of the large plastic deformations of the reinforcing bars, creating a sliding plane between the wall and its foundation.

In this work an experimental investigation on a five stories full scale structural wall was carried out. The wall was subjected to horizontal static cyclic loading, with displacement controlled loading history. The test aims to investigate the ductility of the structural wall and the chance to avoid shear collapse at its base. A detailing solution to obtain shear over strength in the critical region, on the basis of the results of the previous test, is adopted in the wall and verified.

On the side of the experimental test a discussion is carried out on the role and meaning of structural walls ductility and a simplified analytical evaluation is suggested.
A design approach to avoid anticipated shear collapse and obtain high ductility for the walls is suggested, on the basis of experimental results and considerations earned from the analytical evaluation on the ductility. In particular this approach assumes a uniform distribution of large diameter longitudinal reinforcing bars along the length of the wall section.

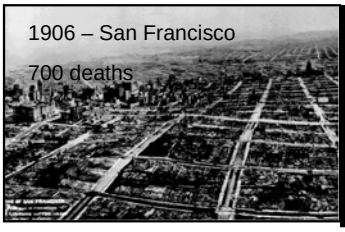
The test wall easily reached a displacement ductility $\mu_{\Delta} = 6,25$, with a total drift equal to 2,5%, without strength degradation or significant sliding in the critical region at the base of the wall.
The test results allowed the evaluation of the region of plasticity and of the length of the equivalent plastic hinge.

RINGRAZIAMENTI

Desidero ringraziare il Prof. Ezio Giuriani per la costante, paziente e affettuosa dedizione con cui ha guidato questi miei anni studio.
Ringrazio il Prof. Paolo Riva e il Prof. Josè Restrepo per l'aiuto e i consigli che hanno contribuito ad arricchire il mio lavoro.
Grazie a tutto il gruppo di ricerca presso l'Università di Brescia che mi ha sostenuto e aiutato nel momento del bisogno, a Pietro Spatti prezioso compagno in ogni fase di realizzazione della prova sperimentale e a tutto il personale del Laboratorio Pietro Pisa che ha reso possibile la realizzazione stessa.
Un particolare ringraziamento alle ditte UNIECO, Calcestruzzi, Axim Italia e Ferriera Valsabbia che hanno gentilmente offerto i materiali e la costruzione della struttura di prova.

1. PRESENTAZIONE DEL TEMA*

Da sempre architetti e ingegneri si sono confrontati con la necessità di costruire strutture in grado di resistere ai terremoti.
Le civiltà sviluppatesi nelle regioni più esposte al rischio sismico, costrette a convivere con questa realtà, hanno sviluppato da millenni tecniche costruttive in grado di migliorare la stabilità degli edifici al movimento del suolo.
L'evoluzione delle tipologie edilizie e dei materiali, insieme alle sempre nuove esigenze dettate dalle dinamiche sociali ed economiche, rinnova di continuo la sfida ai progettisti, che per gli interventi antisismici, devono confrontarsi con l'imprevedibilità della sollecitazione e la sua natura dinamica.
Nel corso dell'ultimo secolo, in seguito al turbamento generato da vere e proprie catastrofi prodotte da terremoti come quelli di Tokyo e Messina per citare alcuni fra i più distruttivi, ma anche ai vasti danni causati da terremoti minori (per esempio in Molise nel 2002, M_w=5,4), l'opinione pubblica mondiale ha maturato la consapevolezza che il rischio sismico è reale e diffuso, che non riguarda soltanto quelle regioni dove i terremoti sono storicamente frequenti e molto intensi, ma i danni possono essere ingenti anche laddove eventi di moderata intensità sollecitino strutture non adeguatamente progettate.



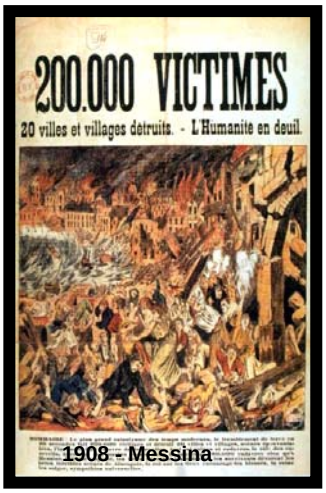


Fig. 1.1. Documenti tratti da articoli di giornali dell'epoca [C3] relativi ai terremoti di San Francisco 1906, Tokio, 1923 e Messina, 1908.

* molti dei concetti esposti nello stato dell'arte sono tratti da appunti dei corsi di "Teoria e Progetto delle Costruzioni in C.A. e C.A.P."[C1] e "Costruzioni in Zona Sismica" [C2] della facoltà di Ingegneria dell'università di Brescia e del corso "Advanced Seismic Design"[C3] dell'Università di California, San Diego

La comunità scientifica è impegnata nella ricerca di quelle soluzioni strutturali che evitino il crollo degli edifici e possibilmente ne riducano il danneggiamento, al fine di preservarne la funzionalità.
Le tecniche costruttive che permettono ad un edificio di sopportare le accelerazioni orizzontali dovute al sisma si differenziano in funzione della tipologia strutturale e dei materiali usati, e spesso la loro scelta è indirizzata dal rapporto tra i costi di realizzazione e le perdite che la società è disposta ad accettare.
Per gli edifici con struttura in calcestruzzo armato i sistemi sismo-resistenti più diffusi sono quelli a telaio o a setti di controvento.
Le osservazioni dei danni subiti da edifici dotati di sistemi tradizionali a telaio in recenti terremoti [F1] hanno diminuito in parte l'entusiasmo nella valutazione di queste tipologie strutturali. In particolare è emerso che le opere murarie di tamponamento solidali al telaio, interagiscono con esso modificando la sua deformazione, alterando i meccanismi di dissipazione dell'energia e di collasso previsti in fase di progetto per la struttura. Questa interazione rigido-fragile può portare alla pericolosa formazione di un piano debole in cui si concentrano le deformazioni inelastiche, provocando il collasso prematuro della struttura.
Inoltre, in molti casi, terremoti di medio-bassa intensità, classificati come terremoti con sollecitazioni di esercizio (limite di danno), hanno prodotto danneggiamenti rilevanti alle strutture resistenti, che sono risultate difficilmente riparabili, e serie conseguenze anche su elementi non strutturali e sulle attrezzature presenti nell'edificio, la cui perdita di funzionalità può avvenire molto prima del collasso della struttura; è il caso di tramezze, porte e finestre, impianti idraulici, elettrici, attrezzature sofisticate, nonché oggetti di pregio.
L'uso di setti (o quinte) di controvento a sezione generalmente costante per tutta l'altezza dell'edificio risolve parte di questi problemi; essi, grazie alla loro rigidezza, sembrano essere particolarmente adatti a sostenere sia il taglio sia il momento generato dalle forze orizzontali ai vari impalcati e contenere gli spostamenti degli

elementi non strutturali entro valori accettabili anche per gli elementi non strutturali. Il loro utilizzo consente inoltre di alleggerire il progetto del telaio strutturale complementare, che può in prima analisi essere dimensionato per resistere ai soli carichi verticali, evitando quindi travi fuori spessore nelle due direzioni e nodi trave colonna congestionati.

Fig. 1.2. Esempio di deformazione concentrata nel piano debole di una struttura.

L'uso di setti (o quinte) di controvento a sezione generalmente costante per tutta l'altezza dell'edificio risolve parte di questi problemi; essi, grazie alla loro rigidezza, sembrano essere particolarmente adatti a sostenere sia il taglio sia il momento generato dalle forze orizzontali ai vari impalcati e contenere gli spostamenti degli elementi non strutturali entro valori accettabili anche per gli elementi non strutturali. Il loro utilizzo consente inoltre di alleggerire il progetto del telaio strutturale complementare, che può in prima analisi essere dimensionato per resistere ai soli carichi verticali, evitando quindi travi fuori spessore nelle due direzioni e nodi trave colonna congestionati.
Perché funzionino adeguatamente, i setti devono essere ben disposti in pianta (centro di taglio possibilmente coincidente col baricentro del piano) e prevalentemente lungo il contorno dell'edificio, in modo da evitare la torsione dell'edificio stesso.

I setti possono essere trattati come appoggi cedevoli per gli impalcati e l'intero impalcato come una lastra su di essi appoggiata.

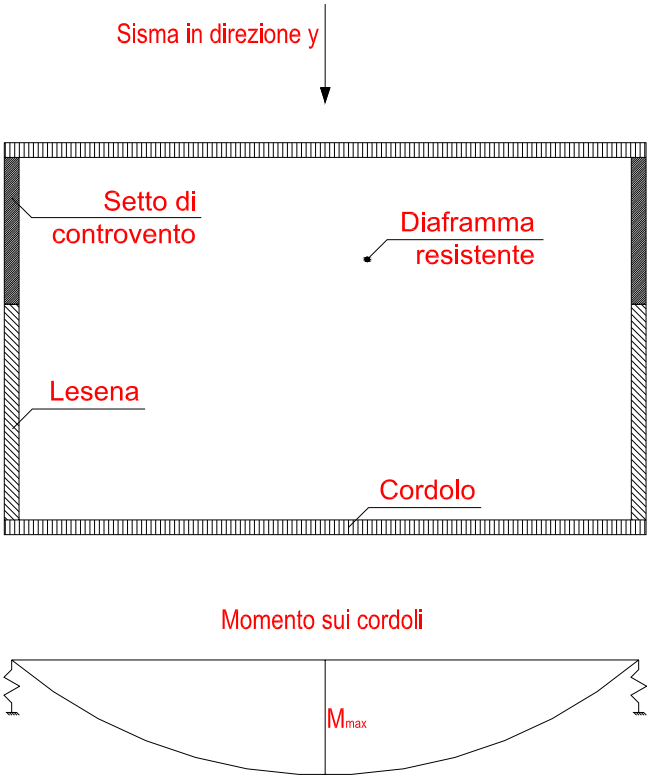


Fig. 1.3. Schema di comportamento dell'impalcato di un edificio soggetto a sisma.

Accanto ai riconosciuti pregi che rendono l'utilizzo dei setti di controvento preferibile rispetto al sistema a telaio, esistono ancora aspetti del loro comportamento poco conosciuti che meritano ulteriori ricerche e approfondimenti.
Tra questi si ricordano le incertezze sulla effettiva distribuzione delle forze sismiche nei sistemi di setti iperstatici oltre il limite elastico, le incertezze sulle effettive caratteristiche di duttilità e sui meccanismi di collasso di tali elementi, nonché la difficoltà che spesso si incontra nell'organizzare adeguatamente le loro fondazioni e le incertezze sulle effettive condizioni di vincolo alla base [C1].

Tra i temi di ricerca sui setti di controvento alcuni autori hanno anche sottolineato l'importanza di indagare le potenzialità di alcune tipologie costruttive innovative, quali i setti con armature non aderenti, con o senza pretensione, i quali sembrano offrire la possibilità di ridurre il danneggiamento della struttura in seguito all'evento sismico [H1].
D'attualità, infine, è anche lo sviluppo e messa a punto di metodi di progetto basati sul controllo degli spostamenti (Displacement Based Design, [P1]) che sembrano fornire uno strumento più razionale alla progettazione rispetto ai tradizionali metodi presenti in normativa per il calcolo delle azioni sismiche di progetto.

1.1 Problematiche relative all'organizzazione delle fondazioni dei setti

Sui setti si scaricano tutte le azioni sismiche dell'edificio; dato il numero limitato di questi elementi le spinte orizzontali su ogni setto sono ingenti, al contrario di quelle verticali, paragonabili a quelle supportate da un pilastro del telaio complementare.
Il grande momento flettente che si genera alla base, insieme al relativamente piccolo carico gravitazionale, produce grande eccentricità della reazione del terreno, e di conseguenza richiede dimensioni nelle fondazioni non sempre accettabili.
Quando le quinte di controvento sono disposte sul perimetro dell'edificio la parete interrata e la sua fondazione costituiscono di fatto un elemento in grado di trasmettere le sollecitazioni sul terreno (Fig. 1.5a); esse rappresentano una soluzione efficace e hanno il pregio di non interferire con le esigenze architettoniche. Anche dal punto di vista statico tale soluzione offre non pochi vantaggi in quanto sopporta il carico dei pilastri perimetrali, riducendo l'eccentricità della reazione del terreno. Difficoltà si manifestano quando i setti sono nella zona centrale dell'edificio. In questo caso si prestano le fondazioni scatolari [G1] (Fig. 5b), o in alternativa costose soluzioni su pali.

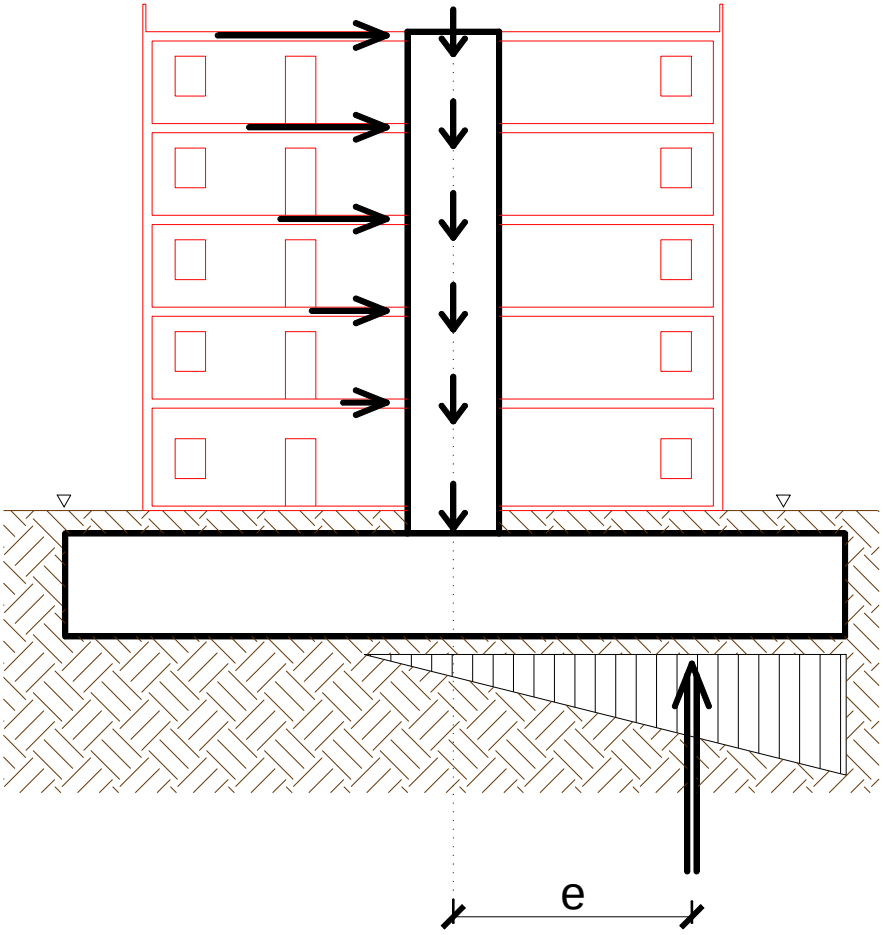


Fig. 1.4. Schema di fondazione isolata di un setto di controvento.

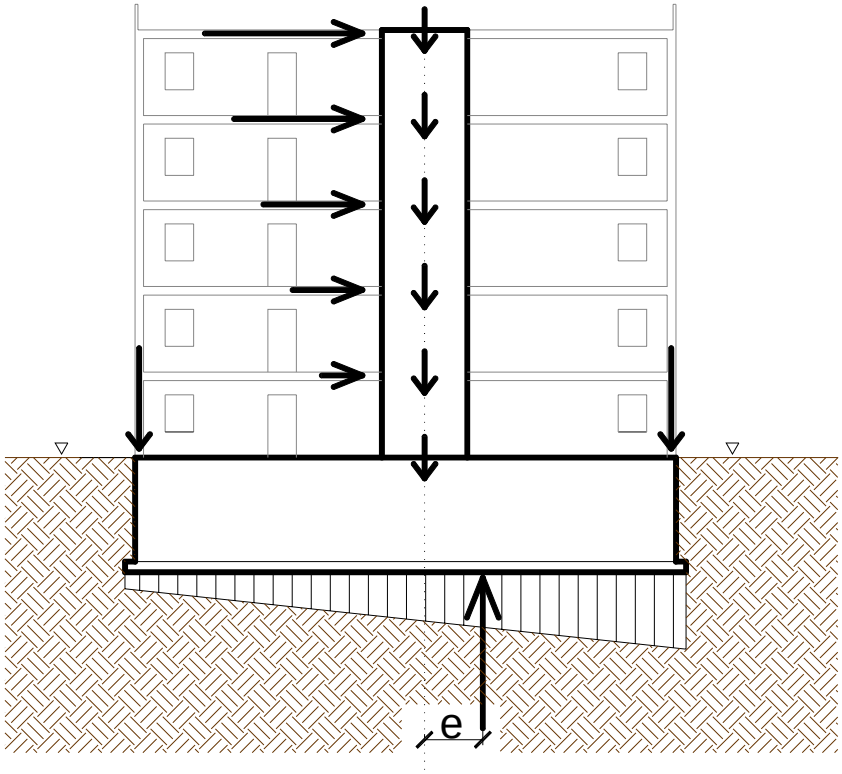


Fig. 1.5. (a) Fondazione a parete per un setto disposto sul perimetro dell'edificio

Per tutte le tipologie di fondazioni accennate esiste il problema della deformabilità con conseguente rotazione della base del setto: seppur piccola, non sempre può essere trascurata. Tale deformabilità condiziona la rigidezza globale del setto, e quindi la risposta dell'edificio al sisma. Per sistemi iperstatici inoltre ogni rotazione alla base modifica la distribuzione delle forze sismiche tra i vari elementi.
Nel caso di fondazioni scatolari che distribuiscono le forze sul terreno su una grande superficie, pari all'impronta delle fondazioni delle pareti perimetrali, il grado di incastro alla base del setto risulta elevato e prossimo a quello di incastro perfetto. Nel lavoro di [G1] è stata messa in evidenza l'importanza della valutazione della

deformabilità a taglio dei diaframmi orizzontali della scatola, da cui dipende il grado di incastro offerto dalla fondazione scatolare ai setti di controvento.

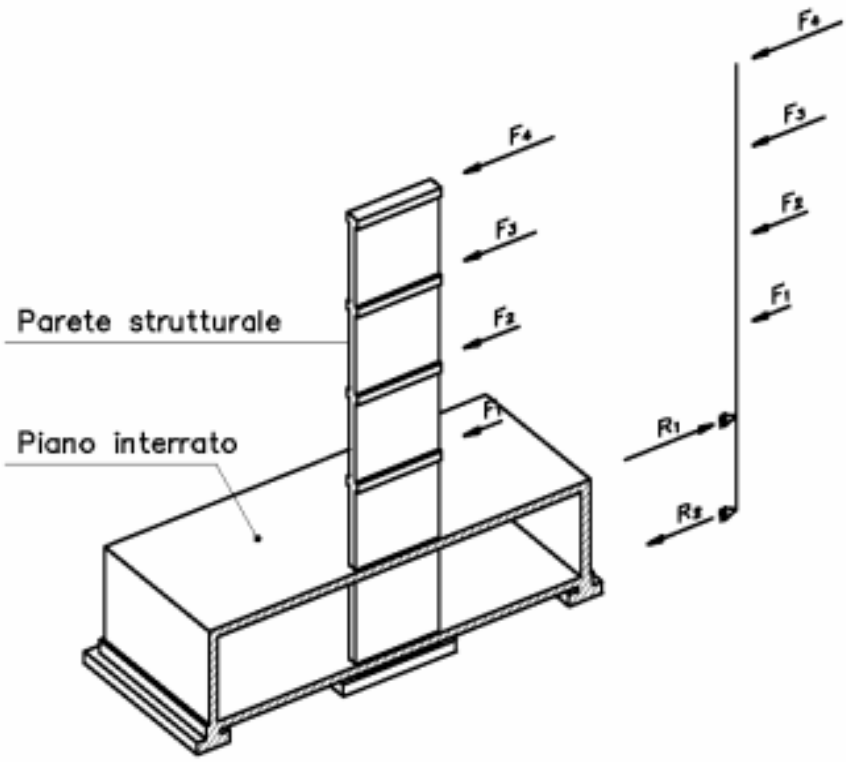


Fig. 1.5. (b) Fondazione scatolare un setto disposto al centro di un edificio.

1.2 Distribuzione delle azioni sismiche su sistemi di setti iperstatici

Nella progettazione di un sistema di setti per un edificio è buona norma semplificare quanto più possibile la struttura ed il suo schema statico, per evitare la torsione dell'edificio. Come già detto conviene che l'eccentricità delle azioni sismiche agenti sui piani sia piccola rispetto al centro di taglio. Ciò consente di semplificare il comportamento dinamico dell'edificio e semplifica il calcolo delle reazioni dei setti. Per sistemi elastici isostatici, poi il calcolo risulta ulteriormente semplificato e si ottiene con considerazioni di equilibrio alla traslazione e rotazione.

Nella pratica progettuale questa condizione ottimale spesso non può essere perseguita in quanto l'irregolarità o le grandi dimensioni degli edifici, insieme ai vincoli architettonici, costringono ad adottare sistemi complessi, iperstatici e spesso soggetti a torsione.

Nel caso di sistemi di setti iperstatici il calcolo delle reazioni in campo elastico deve tener conto della congruenza delle deformazioni. La maggior parte delle normative consentono il calcolo della distribuzione delle reazioni secondo la teoria elastica [P4, P8, R3] (esempio in Fig. 1.6).

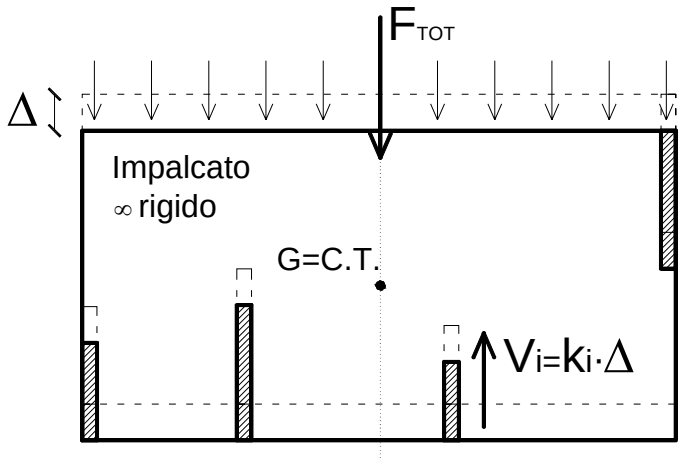


Fig. 1.6. Esempio di distribuzione di azioni sismiche sui singoli setti con teoria elastica, nell'ipotesi di impalcato infinitamente rigido ed eccentricità nulla delle reazioni.

Anche se la teoria in campo elastico è largamente condivisa, non altrettanto accordo si riscontra riguardo alla rigidezza da adottare per gli vari elementi. In via di principio si dovrebbe considerare quella delle sezioni non fessurate con risposta lineare, ma generalmente, anche le norme lo consentono [N1], viene considerata la rigidezza ridotta [G10], prossima a quella secante al primo snervamenento. Tale scelta è motivata dalla natura ciclica della sollecitazione che porta ad un graduale degrado della rigidezza della risposta nel secondo stadio fessurato, dal valore della sezione integra a quello della sezione parzializzata.
Su questo tema Restrepo [R1] ha esplorato l'influenza della percentuale di armatura della sezione, della sua distribuzione, delle caratteristiche dei materiali e delle dimensioni delle sezioni sul comportamento degli elementi nel secondo stadio (Fig. 1.8).

Priestley [P1] sulla base di numerose prove fornisce parametri per il calcolo delle deformazioni di snervamento per diverse tipologie di sezione (Fig. 1.7)

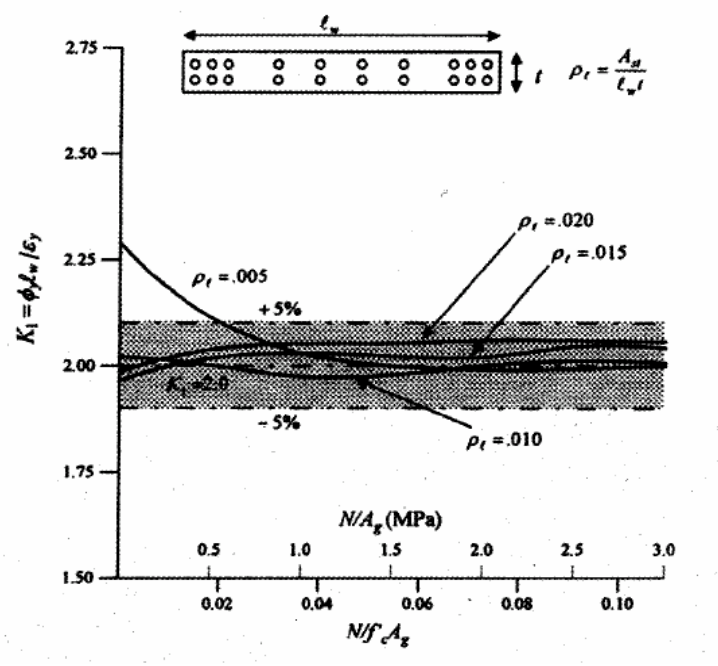
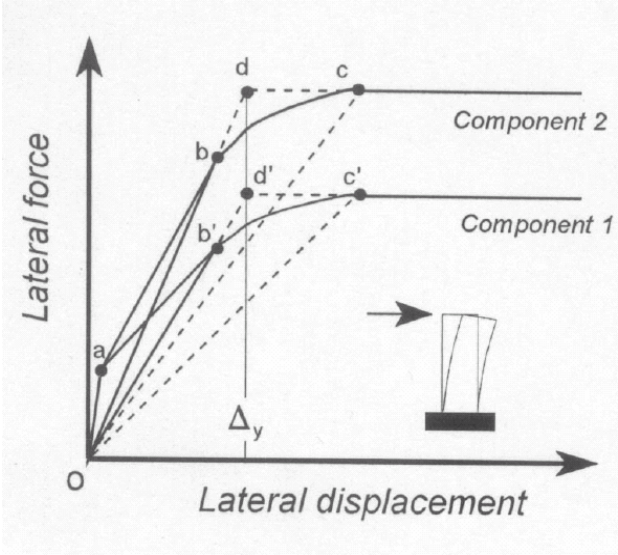
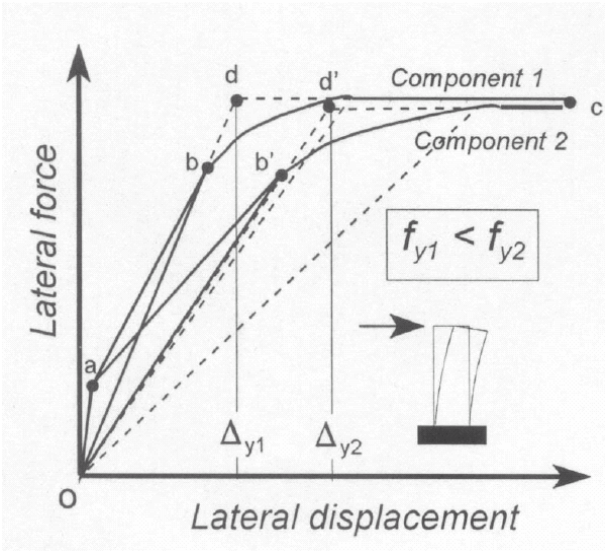


Fig. 1.7. Curvatura di snervamento normalizzata per setti di controvento [P1].



(a)



(b)

Fig. 1.8. Risposta di setti con egual geometria ma diversa percentuale di armatura longitudinale (a), o con armatura di diversa tensione di snervamento caratteristica [R1].

Appare evidente che l'approccio secondo la teoria elastica sia inadeguato per definire opportunamente la distribuzione delle reazioni qualora il sistema entri in campo inelastico [P1].

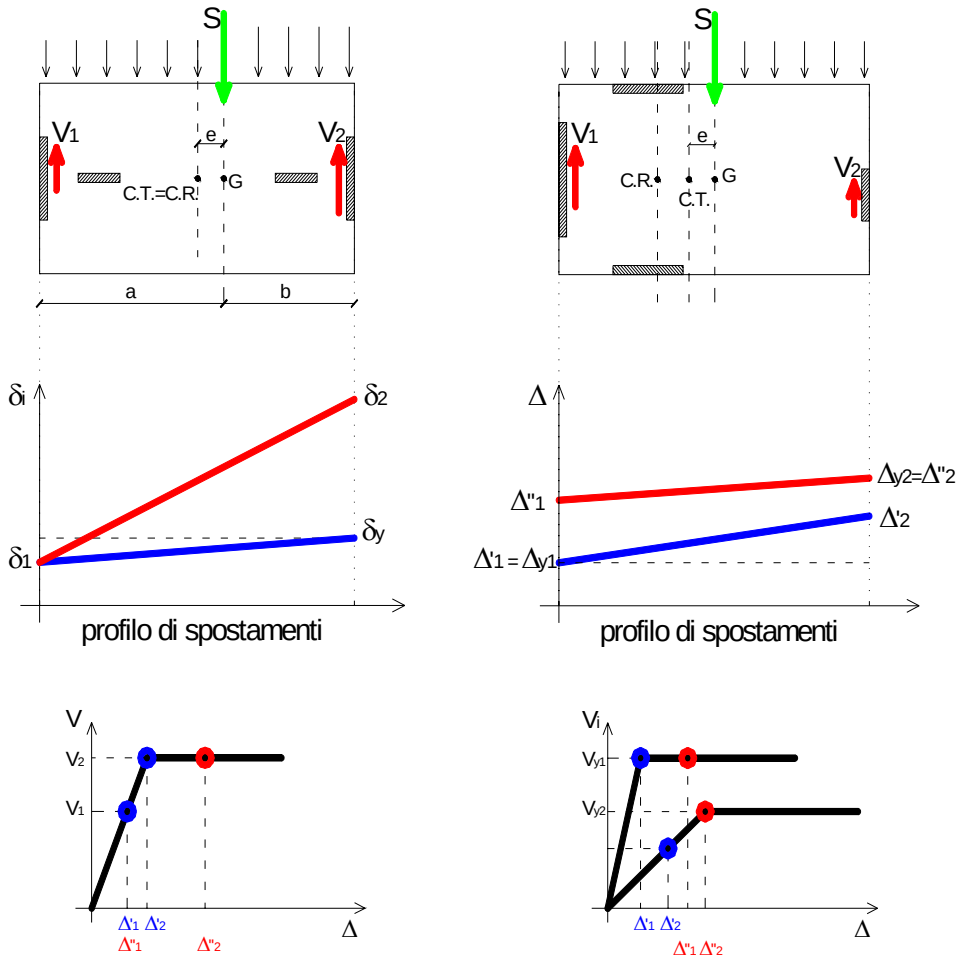


Fig. 1.9. Esempi di deformazione inelastica in edifici staticamente determinati (a) e indeterminati (b) in presenza di torsione. [P1]

Se in campo elastico, trascurando il contributo del telaio complementare molto più deformabile, il centro di taglio coincide col baricentro delle rigidezze, ciò non è più vero oltre il limite di proporzionalità. Infatti, qualora anche uno solo dei setti sia soggetto alla riduzione di rigidezza la distribuzione delle reazioni dei vari setti viene modificata.

Nel caso di comportamento elastoplastico dei setti, si rende possibile la ridistribuzione delle sollecitazioni sugli elementi ancora elastici. In questa nuova configurazione la condizione di congruenza sugli spostamenti deve essere modificata significativamente.

Se gli elementi che compongono il sistema sono dotati di duttilità idealmente illimitata è possibile una ridistribuzione completa delle azioni sismiche, fino a quando tutti i setti siano plasticizzati. In tale condizione ideale il centro di taglio del diaframma di piano coinciderebbe col centro dei momenti ultimi delle sezioni di base dei diversi elementi. Questa ultima configurazione può realizzarsi se la struttura possiede setti con orientamento trasversale alla direzione del sisma considerata, in grado di assorbire il momento torcente dovuto all'eccentricità tra il centro delle masse e il centro dei momenti ultimi (Fig. 1.9.b).

Il comportamento dinamico dell'edificio in queste condizioni è complesso e non ancora sufficientemente indagato, e le variabili che lo condizionano sono molteplici. Recenti lavori [P2] sottolineano l'importanza di organizzare i setti in modo da garantire iperstaticità nella risposta a torsione del sistema. Questo evita che una concentrazione di deformazione inelastica in un elemento provochi la torsione dell'edificio con deriva fino al collasso (fig. 1.9).

1.3 Effetto dei modi di vibrare superiori

Il comportamento dinamico di un setto, all'interno di un edificio, può in prima analisi essere paragonato a quello di una mensola isolata, con le masse di competenza concentrate ai vari piani.

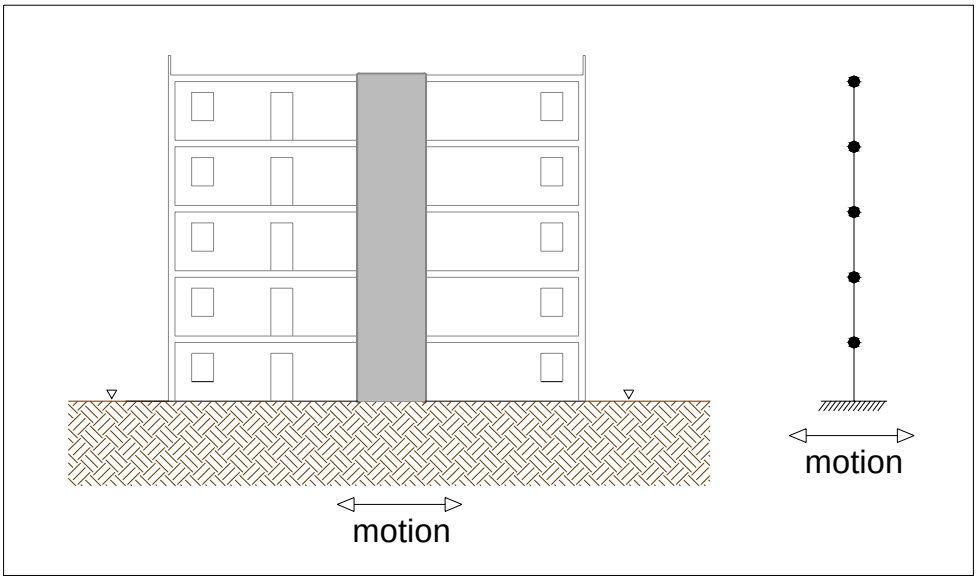


Fig. 1.10. Schematizzazione del setto in una mensola con masse di competenza concentrate ai piani

Un'analisi dinamica elastica permette di mettere in evidenza i diversi modi di vibrare e le corrispondenti accelerazioni di piano. Il peso di ogni modo di vibrare nella risposta globale della mensola cambia in funzione della sua snellezza (fig. 1.10).
Nelle tipologie strutturali per cui è comune l'uso dei setti di controvento, il primo modo di vibrare caratterizza in maniera prevalente la distribuzione delle azioni ai vari piani. Comunemente si approssima questa configurazione di forze con una distribuzione triangolare. Tuttavia Paulay e Priestley [P3] sottolineano che in certi istanti il contributo dei modi di vibrare superiori al primo può essere rilevante; tale contributo aumenta con la snellezza della struttura e può talvolta diventare

importante fino a modificare in maniera sensibile la forma dell'inviluppo delle azioni di piano.

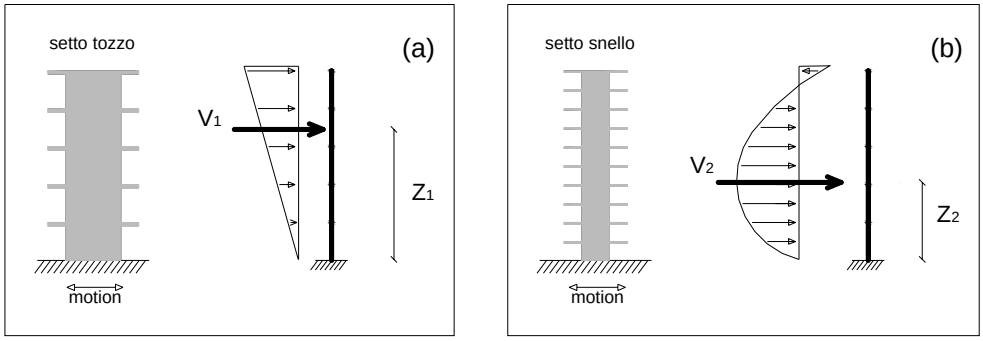


Fig. 1.11. Inviluppo di azioni sismiche per setti tozzi (a) e snelli (b)

Uno degli effetti dei modi superiori al primo è quello di abbassare la posizione della risultante delle azioni rispetto alla configurazione relativa al primo modo e il rapporto tra taglio e momento flettente sollecitanti la struttura [M1].

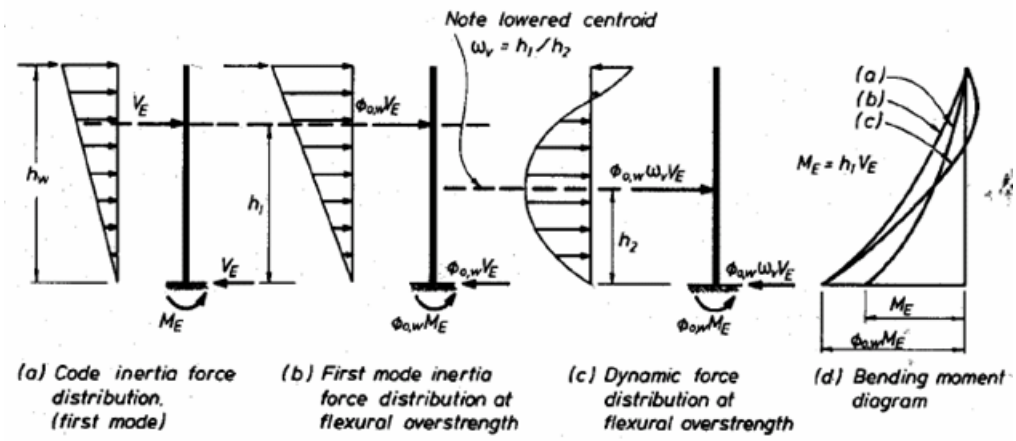


Fig. 1.12. Confronto tra le sollecitazioni suggerite da normativa e quelle dovute alla sollecitazione dinamica [P3].

Paulay e Priestley [P3] sottolineano inoltre che la seconda e la terza forma modale non cambiano molto per due aste identiche, una incastrata alla base e l'altra incernierata. Questo suggerisce che quando alla base della mensola si forma una cerniera plastica, essa non modifica sostanzialmente il contributo dei modi superiori rispetto ad un comportamento indefinitamente elastico, mentre al contrario abbatte le azioni sul setto associate al primo modo di vibrare [K1].
La valutazione dei fenomeni dinamici si complica qualora un edificio sia dotato di setti di controvento di dimensioni diverse; il calcolo della distribuzione delle azioni deve tener conto in questo caso delle diverse snellezze dei singoli setti nel loro contributo alla risposta globale dell'edificio, soprattutto qualora alcuni elementi subiscano deformazioni inelastiche.
L'incremento del rapporto taglio-momento flettente, accentuato quando la struttura entra in campo inelastico, enfatizza la necessità di indagare le reali capacità resistenti a taglio e i meccanismi di collasso di tali elementi, e di conseguenza gli accorgimenti necessari a scongiurare il collasso per taglio. Infatti tale tipo di rottura, per la sua natura tipicamente fragile, penalizza molto la duttilità dei setti e, di fatto, ne pregiudica la possibilità di utilizzo [G2].

1.4 Duttilità delle quinte di controvento

Una delle scelte generalmente accettate per la protezione degli edifici contro terremoti "frequenti" (stato limite di esercizio o danno) è quella di mantenere la struttura in campo elastico, dotandola di rigidezza sufficiente a limitare le deformazioni imposte da un sisma di medio bassa intensità.
Tale scelta non è perseguibile per eventi rari di grande intensità, per i quali una progettazione in campo lineare elastico avrebbe come conseguenza costi di realizzazione proibitivi per la maggior parte delle opere, e accelerazioni difficilmente sopportabili sugli elementi non strutturali, nonché sugli utenti. Allo stato limite ultimo è necessario che la struttura sia in grado di assorbire grandi deformazioni senza collasso. Una risposta inelastica, anche se comporta il danneggiamento

considerevole dell'edificio, consente di abbattere il valore delle accelerazioni imposte dal sisma, rispetto ad un comportamento indefinitamente elastico, e contemporaneamente dissipare l'energia da esso introdotta nell'edificio.
La capacità di assorbimento di deformazione inelastica da parte di una struttura è caratterizzata dalla sua duttilità, generalmente definita come il rapporto tra la deformazione massima sostenibile dalla struttura e il valore di deformazione corrispondente al limite del comportamento elastico. Tale rapporto è funzione della duttilità degli elementi componenti e dei materiali che li compongono.
Il comportamento dei setti nel campo delle grandi deformazioni per carichi ciclici ben oltre il limite elastico, non è completamente esplorato. Mancano infatti indagini sperimentali in scala 1:1 in grado di verificarne la effettiva duttilità, condizione questa necessaria ad una progettazione allo stato limite ultimo.
La duttilità di una sezione di calcestruzzo armato sottoposta a pura flessione, in termini di curvatura, si può dedurre dalle deformazioni ultime ammissibili di calcestruzzo e acciaio sotto carichi ciclici.
La normativa emanata recentemente per il porto di Los Angeles [N2] propone dei valori di deformazione limite per il calcestruzzo confinato pari al 2%, e per l'acciaio pari al 5%. Tali valori presuppongono un'armatura trasversale di confinamento fittamente distribuita che limiti l'instabilità delle armature compresse e consenta deformazioni al calcestruzzo molto elevate, fino a 10 volte superiori alle deformazioni elastiche. Tali scelte consentono di ottenere, per i setti di controvento di dimensioni ordinarie, valori di duttilità (in termini di spostamento in sommità) anche superiori a μ_{Δ}= 5, valore sufficiente per una progettazione in campo plastico allo stato limite ultimo [C2].
Peraltro la presenza di sforzi di taglio elevati abbinati a grande apertura di fessura nel calcestruzzo dovute alle azioni flettenti, che sono massime nella zona critica dell'incastro di base, può dar luogo a fenomeni di scorrimento e collasso per taglio che penalizzano la duttilità.
Il meccanismo di scorrimento mobilita diversi contributi di resistenza. Quando le fessure dovute alla flessione hanno ampiezza ridotta e il danneggiamento del calcestruzzo è limitato al copriferro delle estremità della sezione, la resistenza offerta dal fenomeno di ingranamento degli aggregati e di attrito nella zona compressa contrasta efficacemente lo scorrimento [P4].

Quando la deformazione plastica della sezione aumenta, e con essa il danneggiamento del calcestruzzo aggravato dai carichi ciclici, tali contributi degradano e possono non essere sufficienti a sostenere la sollecitazione di taglio all'interfaccia delle fessure. In questo stadio l'armatura longitudinale può offrire un significativo contributo resistente, che si attua attraverso il comportamento a spinotto per deformazioni di scorrimento ridotte, e come effetto fune quando la deformazione aumenta e la barra entro in regime plastico [P4].

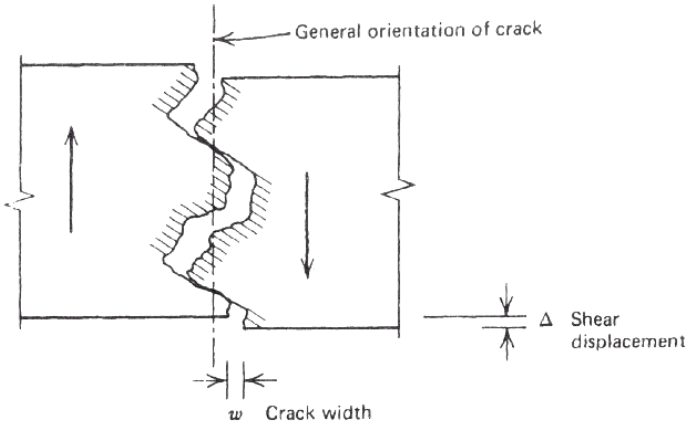


Fig. 1.13. Meccanismo di ingranamento degli aggregati [P4].

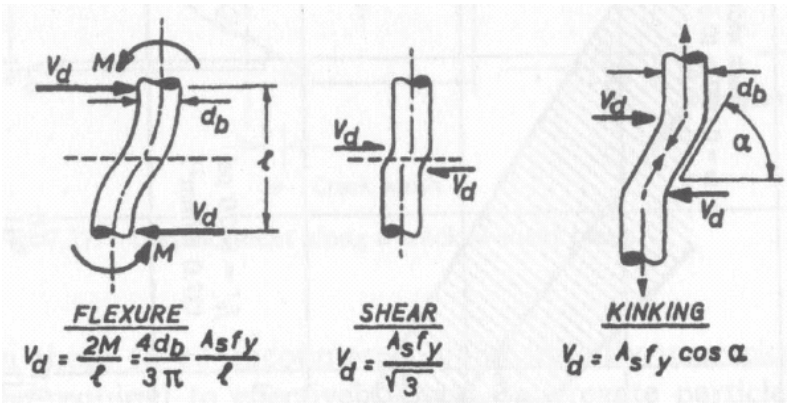
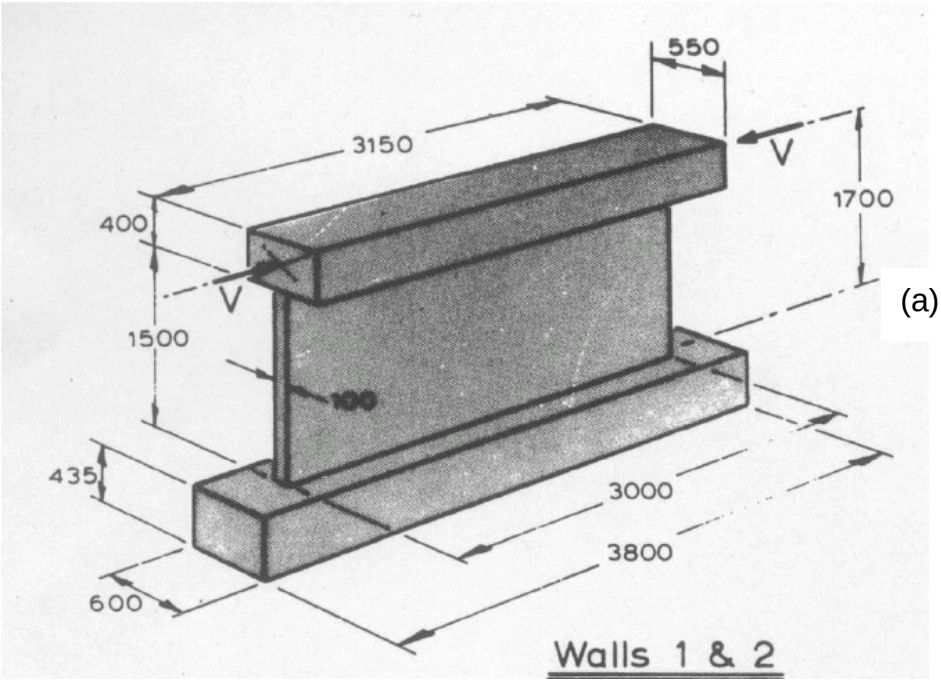


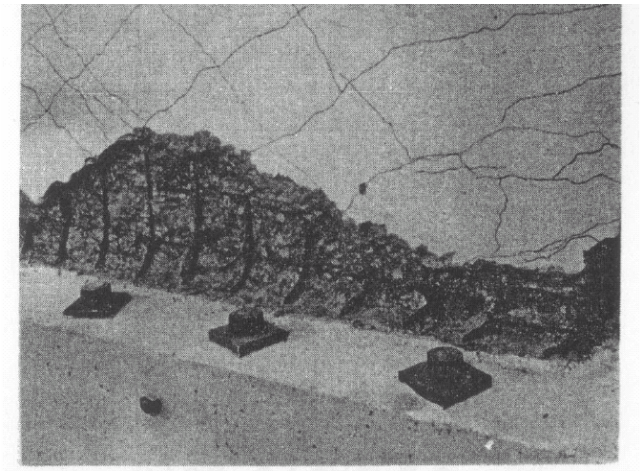
Fig. 1.14. Meccanismo di "dowel action" all'interfaccia di scorrimento lungo una fessura [P4].

Il tema dello scorrimento alla base è stato largamente studiato per mensole tozze (rapporto d'aspetto *H/L* < 2) da diversi autori. Prove sperimentali eseguite da Paulay, Priestley e Synge [P5] su elementi con rapporto d'aspetto *H/L*=0,5 mostrano che tali strutture, se armate secondo il tradizionale schema a traliccio, sviluppano un meccanismo di scorrimento alla base che penalizza la duttilità della risposta e la capacità di dissipazione di energia. Tuttavia un'adeguata disposizione di armatura diagonale nella zona critica controlla lo scorrimento e consente di raggiungere valori accettabili di flessione inelastica (Fig, 1.15).

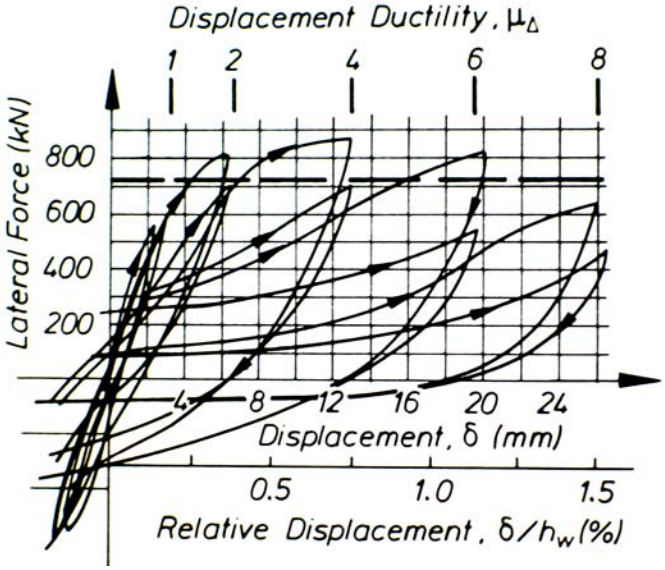


(a)

Fig. 1.15.(a). Prova sperimentale di setti tozzi di calcestruzzo armato [P5]. Setto con armatura longitudinale distribuita: dimensioni del setto sperimentale.



(b)



(c)

Fig. 1.15.(b) e (c). Prova sperimentale di setti tozzi di calcestruzzo armato [P5]. Setto con armatura longitudinale distribuita: collasso per scorrimento (b) e diagramma Forza-Spostamento (c).

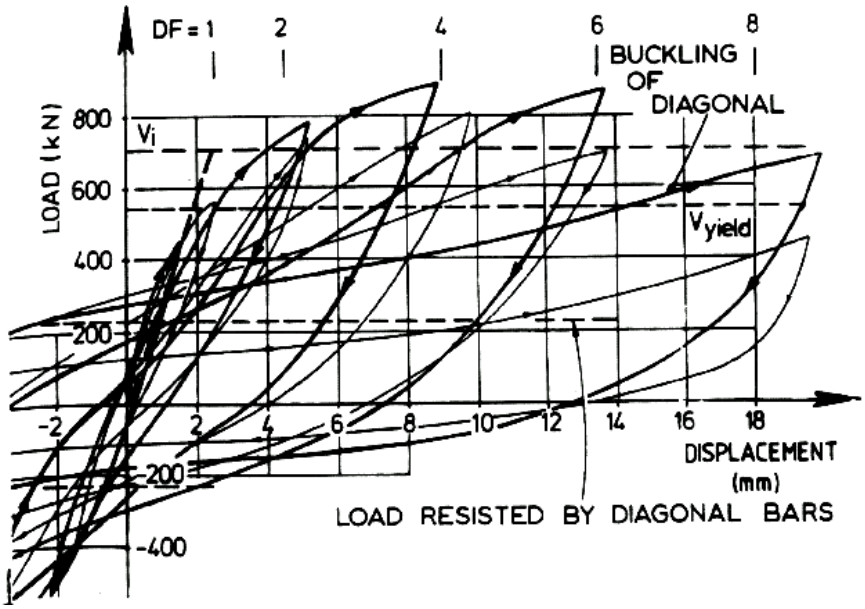


Fig. 1.16. Prova sperimentale di setti tozzi di calcestruzzo armato [P5]. Setto con armatura diagonale contro lo scorrimento: diagramma Forza-Spostamento.

Nello stesso articolo gli autori evidenziano che il meccanismo di scorrimento si attiva in modo critico nella fase di inversione del carico (fig. 1.17).

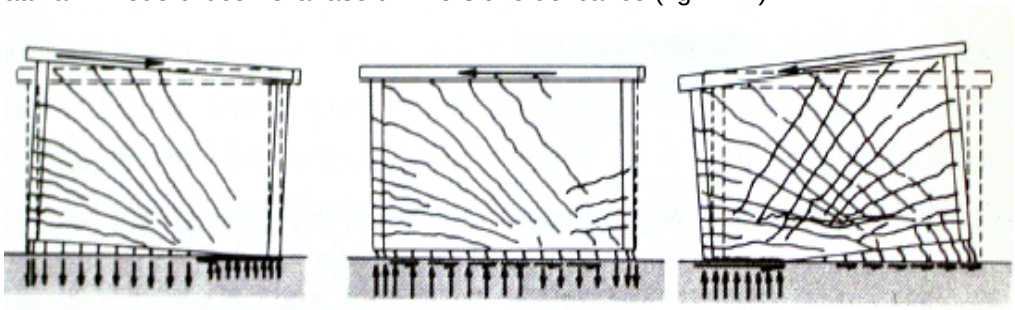


Fig. 1.17. Meccanismo di scorrimento a taglio

Presso l'Università degli Studi di Brescia sono già stati ottenuti i primi risultati di uno studio sperimentale in scala reale su setti di controvento, rivolti alla caratterizzazione della loro duttilità e meccanismi di collasso [G2].

Fig. 1.18.(a) Prova sperimentale presso l'Università di Brescia [G2]. Setto sperimentale

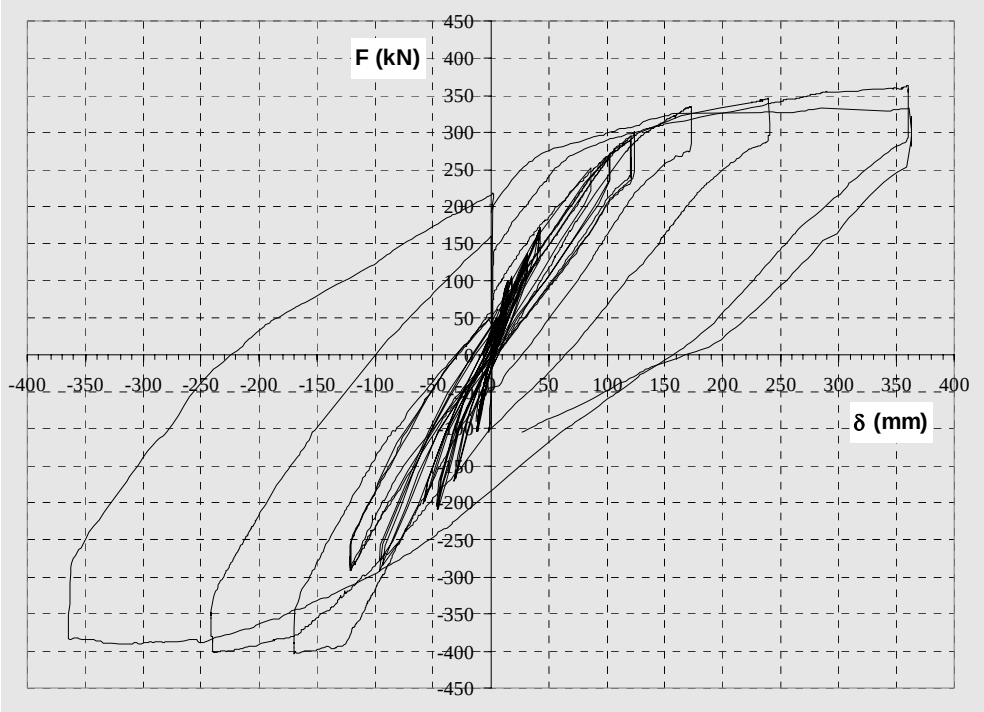


Fig. 1.18.(b) Prova sperimentale presso l'Università di Brescia [G2]. Diagramma sperimentale Forza-Spostamento.

I risultati hanno mostrato una buona duttilità a flessione per il setto penalizzata però da una carenza nei confronti dell'azione tagliante, con un evidente fenomeno di collasso per scorrimento alla base. La prova ha voluto studiare il comportamento di un setto con dimensioni e carichi applicati di un edificio multipiano di riferimento con un piano interrato e quattro piani fuori terra: il setto è stato realizzato orizzontalmente per facilitare la fase di prova; il banco di prova interrato (costituito da un cassone in cemento armato) ha fornito i supporti necessari per ancorarlo a terra simulando i vincoli dati dalla fondazione scatolare nell'edificio reale ed il contrasto per l'applicazione dei carichi di progetto.

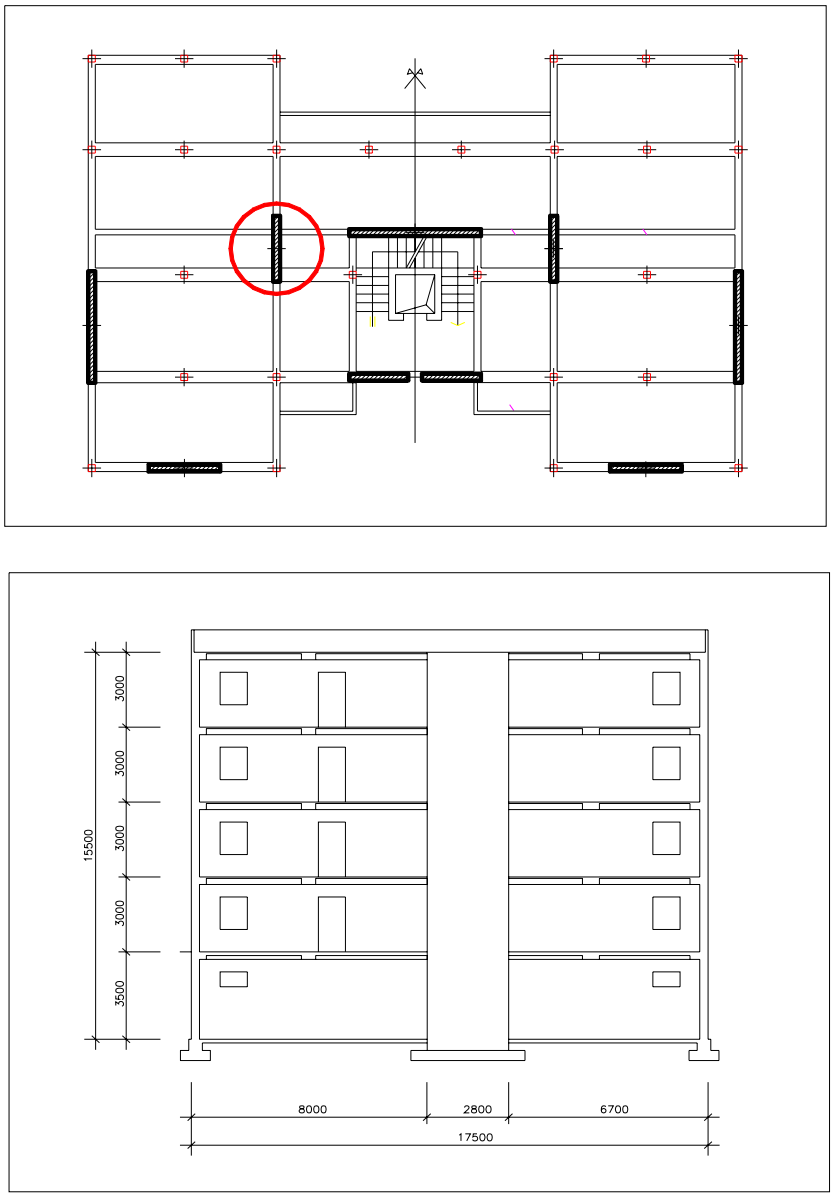


Fig. 1.19. Pianta e alzato dell'edificio di riferimento per il progetto del setto di controvento. [G2]

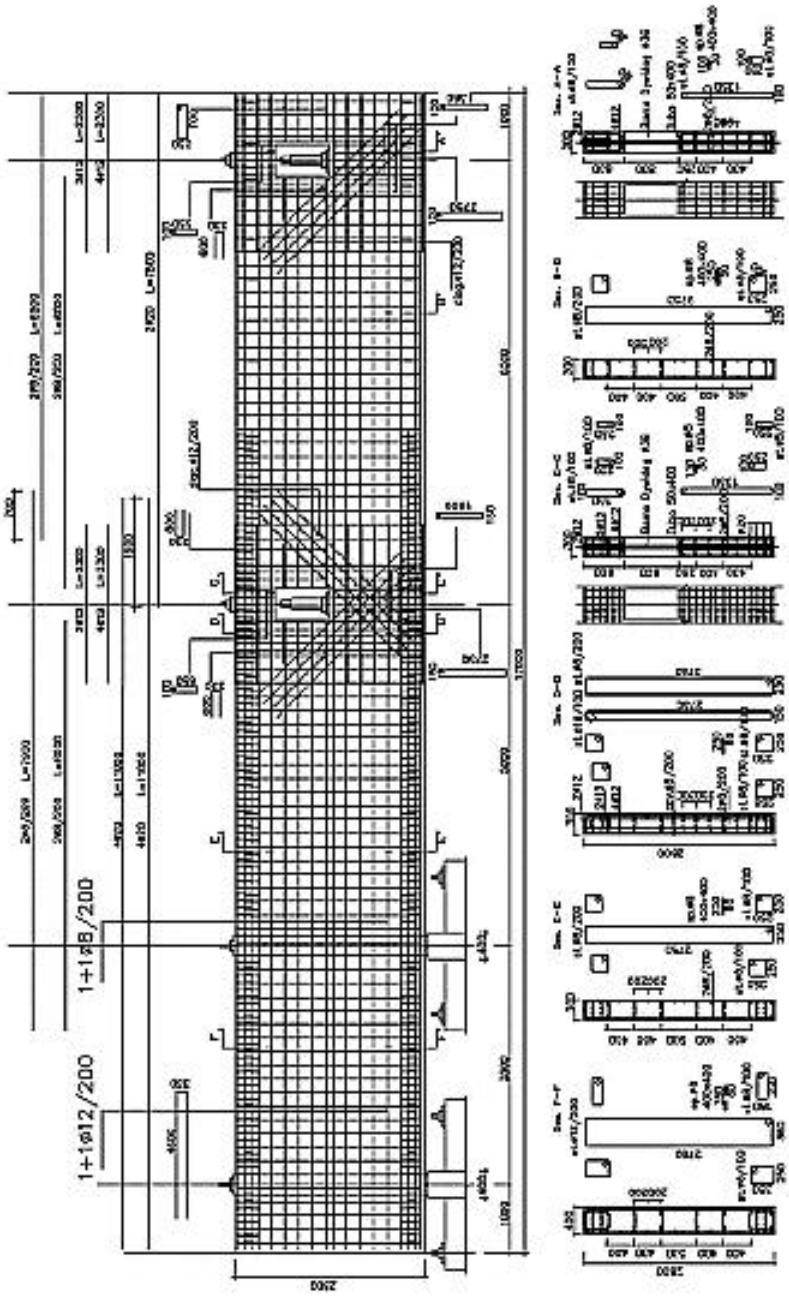


Figura 1.20. Tavola progettuale del provino precedentemente realizzato. (Giuriani, Meda, Riva 2003)

I carichi sono applicati trasversalmente in due diversi punti, con l'obiettivo di approssimare il più possibile l'andamento di taglio e momento presenti su una parete reale (dove i carichi sono applicati in corrispondenza degli impalcati).
Il setto ha mostrato un comportamento prevalentemente elastico nella fase di esercizio. Dopo lo snervamento si è notato un progressivo danneggiamento della zona critica col crescere degli spostamenti e l'espulsione del copriferro di calcestruzzo. Il collasso è avvenuto per taglio e scorrimento (Fig. 1.21) in prossimità dell'imposta della fondazione scatolare a causa della formazione di una fessura di ampiezza considerevole, che ha tranciato le armature di parete: lo studio evidenzia che tale concentrazione di fessura anomala è dovuta alla presenza della lesena di base, molto resistente, che ha respinto la naturale propagazione inclinata della fessura per taglio, deviandola in direzione perpendicolare al setto. Il setto ha comunque sopportato spostamenti in sommità per una duttilità μ_Δ=3.

Fig. 1.21(a). Particolari del collasso per scorrimento. [G2]

Fig. 1.21(b). Particolari del collasso per scorrimento. [G2]

Prove sperimentali in scala ridotta [H1] hanno invece mostrato per un setto di controvento con rapporto d'aspetto *H/L* = 3, con adeguata armatura di confinamento, una duttilità pari a $\mu_\Delta = 5$.

Tale risultato, molto confortante, contrasta con i risultati della prova precedentemente descritta, e giustifica l'interesse nell'approfondire il fenomeno dello scorrimento per taglio alla base, per valutare se il fenomeno sia influenzato da un fattore di scala, e se sia effettivamente risolvibile con un adeguata disposizione di armatura specificamente dedicata.

Fig. 1.22.(a). Prova sperimentale in scala ridotta di un setto di controvento in calcestruzzo armato presso l'Università di California, 2003. [H1].

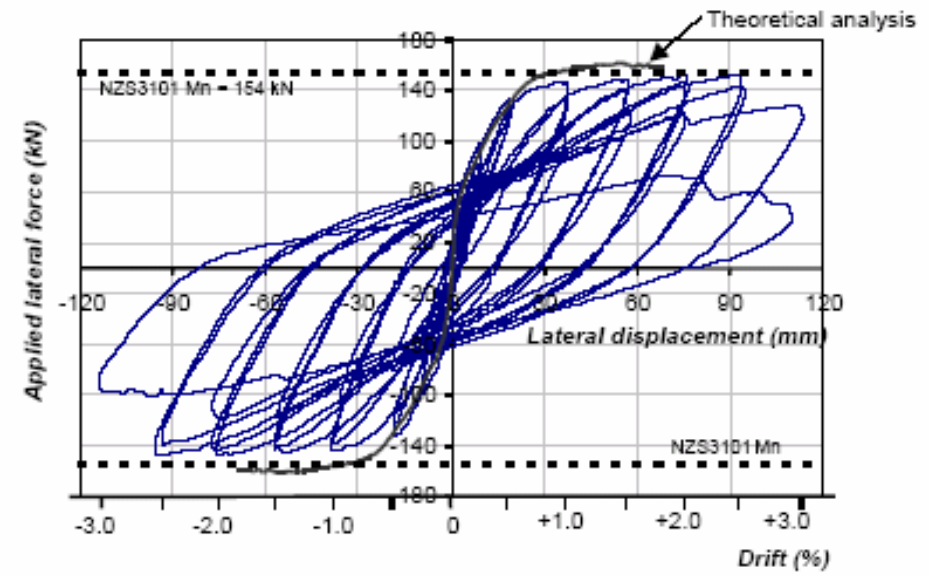


Fig. 1.22.(b). Risultati della prova sperimentale presso l'Università di California, 2003. [H1].

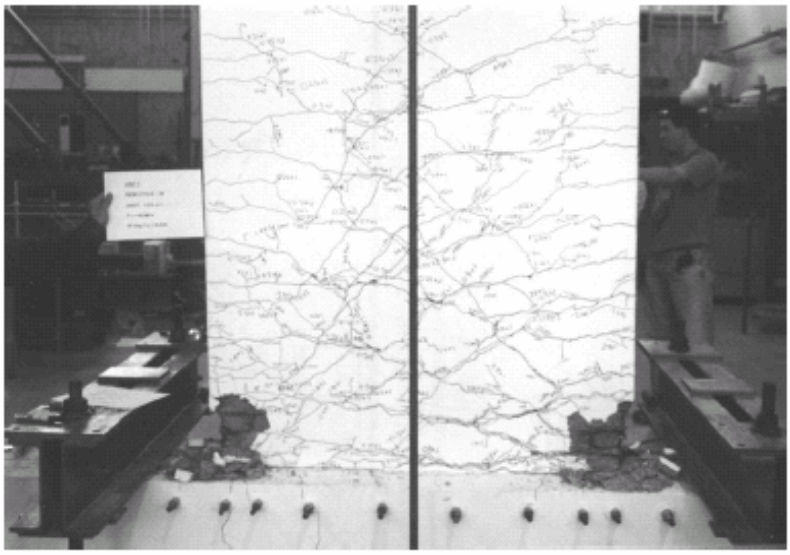


Fig. 1.23. Danneggiamento del setto al termine della prova. [H1].

L'analisi dello stato fessurativo per le due prove evidenzia la migliore diffusione delle fessure del provino in scala ridotta, per il quale non si evidenzia la concentrazione di fessura che ha portato al collasso prematuro il provino in scala reale.

Uno dei motivi che può portare alla concentrazione di fessura, che genera poi il fenomeno di scorrimento, è analizzato da Bachmann [B1] in una serie di indagini sperimentali su setti di controvento in scala 1: 2. Bachmann sottolinea l'importanza delle caratteristiche dell'acciaio nella diffusione della plasticità nelle armature longitudinali, a realizzare una cerniera plastica alla base del setto che interessi una ampia porzione dell'elemento, fino ad una quota almeno pari a metà della lunghezza di base. Tale condizione permette di tradurre il comportamento plastico dei materiali in una singola sezione, in effettiva duttilità dell'elemento in termini di spostamento, che si ottiene dalla rotazione relativa tra le sezioni superiore e inferiore della cerniera plastica. Infatti a parità di curvatura media, maggiore è lo sviluppo della cerniera plastica, maggiore è anche tale rotazione.

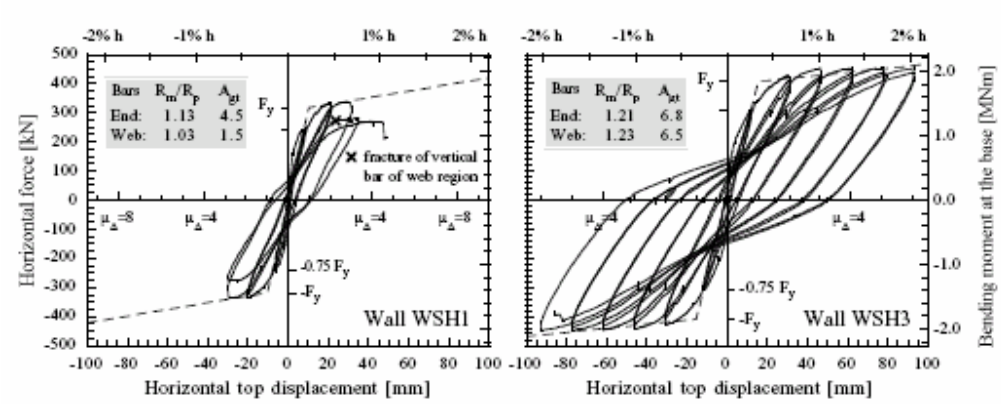


Fig. 1.24. Cicli di isteresi Forza-Spostamento di setti di controvento con armature di diverse caratteristiche incrudenti, Swiss Federal Institute of Technology, Zurigo, Svizzera. [B1]

Qualora l'acciaio non avesse un comportamento sufficientemente incrudente, la deformazione plastica si concentrerebbe tutta nei dintorni della fessura [G3] dove la

tensione raggiunge per prima lo snervamento, portando a rottura le barre, senza possibilità di ridistribuire la plasticità alle sezioni adiacenti.
Sulla base di queste considerazioni Bachmann propone un rapporto di incrudimento $f_{su} / f_{sy} > 1{,}15$ e una deformazione ultima minima dell'acciaio $\varepsilon_{su} > 6$.

2. RICHIAMI SULLA DUTTILITÀ E RESISTENZA A TAGLIO DEI SETTI SISMICI

2.1 Obiettivi del lavoro.

Il presente lavoro sperimentale ha l'obiettivo principale di studiare la duttilità dei setti di controvento che può essere penalizzata da una insufficiente resistenza a taglio. Lo studio si propone di verificare l'efficacia di alcune disposizioni costruttive suggerite anche dalle precedenti prove [G2].
Il problema della duttilità è molto ampio e molto studiato in letteratura, ma nel caso dei setti di controvento merita alcuni richiami utili per chiarire alcune definizioni e assunzioni fatte nel presente lavoro. Anche sul tema del taglio risultano opportuni alcuni richiami per giustificare le scelte adottate.

2.2 Duttilità di elementi in c.a. inflessi.

Nelle strutture in c.a. al tema della duttilità è stato dedicato ampio spazio e tutt'ora è argomento di studio. Grande rilievo è stato dato da numerosi autori (Macchi, Cohn, Mattock, per citarne alcuni) al problema della duttilità applicato alle strutture iperstatiche quali travi continue e telai, sottoposte sia a carichi monotonici che a sollecitazioni sismiche. La duttilità limitata delle strutture in c.a. pone dei limiti alla applicazione dell'approccio classico della plasticità che si fonda sulla formazione delle cerniere plastiche a rotazione illimitata.
Per le strutture in c.a. è richiesto lo studio del controllo delle deformazioni e della rotazione consentita delle cerniere plastiche [C4]. Per esempio, nel caso di travi continue, le norme [N3,N4] consentono la ridistribuzione dei momenti flettenti in funzione della duttilità della sezione: la duttilità dipende dalla percentuale meccanica e pertanto dipende dalla quantità di armature.
La ridistribuzione dei momenti flettenti viene limitata in funzione della massima capacità di rotazione della "cerniera plastica", la cui valutazione passa attraverso

l'integrazione delle curvature locali. La duttilità di travi e pilastri viene quindi caratterizzata dal legame momento-rotazione e/o momento-curvatura locale del tratto plastico e viene definito generalmente attraverso il coefficiente μ_ϕ pari al rapporto tra la curvatura ultima ϕ_u e quella al limite elastico ϕ_y dello stadio fessurato:

$$\mu_\phi = \frac{\phi_u}{\phi_y} \qquad (2.1)$$

La duttilità può essere espressa anche nella forma:

$$\mu_\phi = \frac{\phi_p + \phi_y}{\phi_y} \qquad (2.2)$$

essendo ϕ_p l'incremento di curvatura plastica.

2.3 La valutazione della curvatura nelle travi in c.a.

Il problema della valutazione della curvatura sia teorica che sperimentale richiede alcune precisazioni sia nel campo plastico che in campo elastico fessurato.
Nel seguito vengono richiamati alcuni aspetti sul tema della curvatura.

2.3.1 Curvature nel III° stadio con armature oltre lo snervamento.

Nel caso di travi e pilastri in c.a. la definizione di cerniera plastica non risulta semplice in quanto il problema non può essere affrontato facendo riferimento alla sola sezione ma al tronco di trave soggetto a fessurazione discreta.
L'aderenza delle armature porta a localizzazioni delle deformazioni plastiche e quindi risulta necessaria la valutazione delle deformazioni lungo un tronco finito di

trave. Il concetto di rotazione relativa delle cerniere deve essere affrontato, come detto, attraverso il concetto di curvatura del tratto di trave plasticizzato.
In letteratura tale tratto viene indicato da più autori essere pari a valori prossimi a metà altezza della sezione [M2].
Nel terzo stadio le curvature nel tratto della cerniera plastica (l_p) dipendono dalle deformazioni dell'acciaio e del calcestruzzo attraverso la relazione:

$$\phi = \frac{\varepsilon_s + \varepsilon_c}{H} \tag{2.3}$$

In letteratura [M3] tale curvatura viene considerata curvatura media nel tratto plasticizzato e pertanto la rotazione della cerniera plastica diventa semplicemente:

$$\varphi = \phi \times l_p \tag{2.4}$$

essendo lp la lunghezza del tronco plasticizzato $\left(l_p \approx \frac{H}{2} \right)$.

Tale approccio semplice vale per travi caratterizzate da fessure diffuse come avviene nelle travi fortemente armate dove le deformazioni ε_s e ε_c delle sezioni fessurate sono praticamente uguali a quelle medie nel tratto plasticizzato, mentre nel caso di travi con poca armatura e con fessurazione discreta, come già detto, occorrerebbe affrontare il problema della concentrazione delle deformazioni.

2.3.1.1 Curvatura ultima

La valutazione della curvatura ultima a conclusione del 3° stadio dipende dalle deformazioni ultime del calcestruzzo ε_{cu} oppure, nel caso di sezioni con calcestruzzo confinato e/o molto debolmente armate, dal raggiungimento della massima deformazione dell'acciaio ε_{su} qualora sia imposto un limite.

Si fa presente al riguardo che il limite del 1% delle vecchie normative attualmente è stato rimosso nel caso di carichi crescenti monotonicamente, mentre nel caso

sismico un limite appare ben giustificato a causa del danneggiamento dei materiali e alcuni autori lo definiscono nel 5% ÷ 7% [N2].

Limite imposto lato calcestruzzo.

Nel caso di sezioni senza limite alle deformazioni dell'acciaio e comunque caratterizzate dal raggiungimento della massima deformazione del calcestruzzo ε_{cu}, come nelle sezioni debolmente armate, ma con armatura di percentuale superiore a quella di contemporanea rottura, la curvatura ultima risulta:

$$\phi_u = \frac{\varepsilon_{cu}}{x} \qquad (2.5)$$

essendo x la posizione dell'asse neutro.

La curvatura ultima è caratterizzata dalle deformazioni del calcestruzzo. Tale curvatura può essere notevolmente incrementata in presenza di confinamento del calcestruzzo. In questo caso la curvatura ultima dipende dal grado di confinamento fornito dalle armature trasversali. Le norme [N3] forniscono una relazione che esprime la massima deformazione del calcestruzzo confinato $\varepsilon_{cc,u}$ in funzione degli sforzi di contenimento trasversali σ_2:

$$\varepsilon_{cc,u} = \varepsilon_{cu} + \beta \times \frac{\sigma_2}{f_c} \qquad (2.6)$$

essendo f_c la resistenza a compressione mono-assiale del calcestruzzo non confinato e $\beta = 0,2$ secondo EC2.

Paulay e Priestley [P3] suggeriscono una relazione ottenuta eguagliando l'energia assorbita dall'armatura di confinamento durante il suo snervamento e l'energia assorbita dal calcestruzzo grazie al confinamento:

$$\varepsilon_{cc,u} = 0,004 + 1,4 \times \rho_{sv} \times f_{sy} \times \frac{\varepsilon_{sm}}{f_{cc}} \qquad (2.7)$$

dove ρ_s è la percentuale volumetrica di armatura di confinamento, ε_{sm} è la deformazione delle armature di confinamento in corrispondenza della massima tensione prodotta, e f_{sy} e f_{cc} sono rispettivamente la tensione di snervamento dell'armatura trasversale e lo sforzo massimo sopportabile dal calcestruzzo confinato. Nel caso di calcestruzzo confinato la curvatura ultima risulta allora:

$$\phi_u = \frac{\varepsilon_{cc,u}}{x} \tag{2.8}$$

<u>Caso di limite imposto lato acciaio.</u>

Nel caso si ponga il limite di deformazione all'acciaio, come nel caso di percentuali di armatura minori di quella di contemporanea rottura, la curvatura ultima risulta:

$$\phi_u = \frac{\varepsilon_{su}}{(d-x)} \tag{2.9}$$

essendo ε_{su} la deformazione ultima dell'acciaio, $(d-x)$ la distanza delle armature tese dall'asse neutro.

In questo ultimo caso caratterizzato dal limite per le deformazioni dell'acciaio, diventa concettualmente importante specificare se ε_{su} è riferito al valore medio nel tratto l_p oppure al valore di picco di deformazioni.

In effetti in caso di fessurazione discreta con distanza tra le fessure dell'ordine di 10 diametri delle barre o distanza maggiore, come già detto precedentemente, l'aderenza produce fenomeni diffusivi che portano alla concentrazione delle deformazioni delle armature nell'intorno della fessura (V. Fig. 2.1).

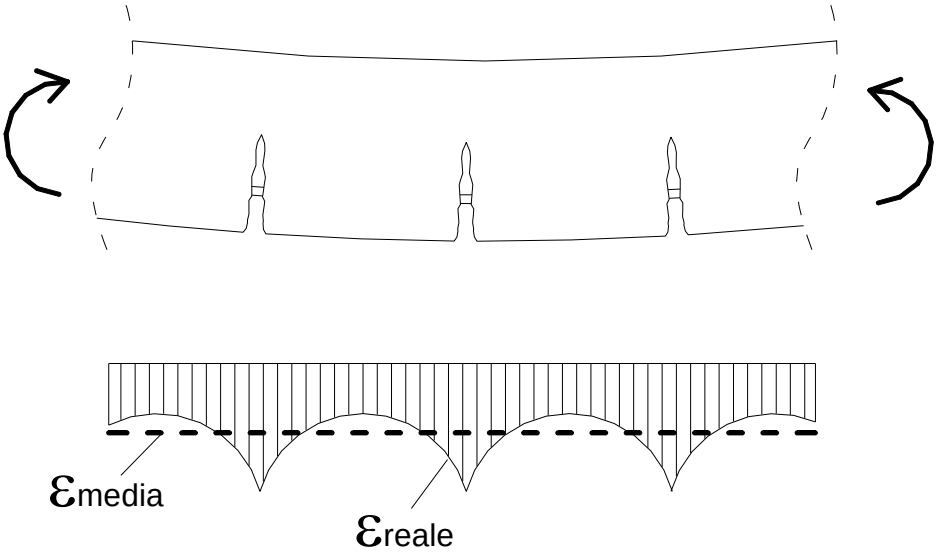


Fig 2.1. Concentrazione della deformazione dell'armatura tesa nei dintorni della fessura. [G3].

In presenza di aderenza perfetta e di acciaio perfettamente plastico e senza incrudimento, quando si apre la fessura la localizzazione delle deformazioni porterebbe ad un comportamento strutturale fragile, nonostante la buona duttilità dell'acciaio [B1in quanto le deformazioni locali tenderebbero all'infinito.
Per questa ragione Bachmann, al fine di garantire la duttilità strutturale propone un comportamento incrudente per l'acciaio con un rapporto tra resistenza a rottura e a snervamento pari a $\frac{\varepsilon_{su}}{\varepsilon_{sy}} \geq 1{,}15$.

Il fenomeno della concentrazione delle deformazioni delle armature in prossimità delle fessure per effetto dell'aderenza è stato affrontato in alcuni studi, ma meriterebbe ulteriori approfondimenti. Nel lavoro [G4] il problema è stato approfondito con tecniche sperimentali particolari basate sull'interferometria ottica (moirè per trasparenza). In fig. 2.2 è mostrato il picco di deformazioni in prossimità della fessura, che risulta pari al valore medio moltiplicato per il fattore $\chi = 3$.

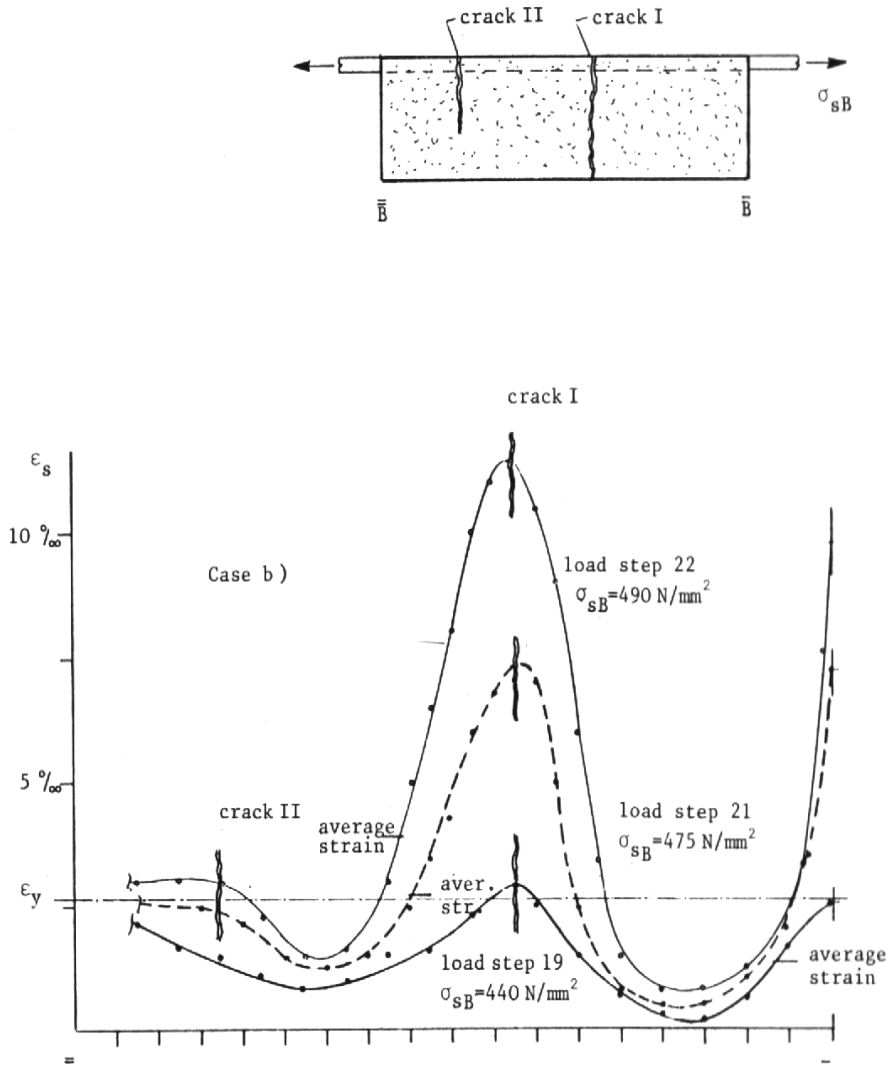


Fig. 2.2. Concentrazione di deformazione nell'armatura tesa nell'intorno di una fessura, per una sezione nel III stadio [G4].

Il risultato indica che la deformazione di rottura reale ε_{su} si otterrebbe in corrispondenza di un valore di deformazione media apparente $\varepsilon^*_{s,u}$ pari a :

$$\varepsilon_{su}^{*} = \frac{\varepsilon_{su}}{\chi} \qquad (2.10)$$

questo picco di deformazione ridurrebbe anche la curvatura ultima e la rotazione della cerniera plastica dello stesso fattore χ. Risulterebbe pertanto:

$$\phi_u = \frac{\varepsilon_{su}}{\chi(d-x)} \quad \text{e} \quad \varphi_u = \frac{\varepsilon_{su} \cdot l_p}{\chi(d-x)} \qquad (2.11)$$

In presenza di fessure fitte il ruolo dell'aderenza si riduce, come già detto, e questo effetto perde importanza. Nel caso dei setti con basse percentuali di armatura la fessurazione è generalmente discreta, con distanze pari a 20-30 cm e pertanto questo fenomeno appare importante.
Nel caso di carichi ciclici però l'aderenza dell'armatura decade progressivamente a causa del danneggiamento del calcestruzzo e pertanto il fenomeno della concentrazione delle deformazioni dovrebbe in via di principio giocare un ruolo meno importante. Allo scrivente non risulta che questo tema sia stato approfondito in letteratura.

2.3.2 Curvatura durante il II° stadio fessurato.

Premessa.
Il coefficiente di duttilità richiede la valutazione anche della curvatura al limite elastico ϕ_y cioè al limite del 2° stadio fessurativo.

La valutazione della curvatura nel secondo stadio fessurato con armature in campo elastico richiede alcune precisazioni. Innanzitutto occorre distinguere tra il concetto di curvatura media e quello di curvatura locale del tronco di trave contenente una sola fessura. Inoltre occorre di nuovo specificare il ruolo dell'aderenza.
La curvatura nel secondo stadio è stata studiata in modo approfondito da Giuriani, Sforza, Gelfi sia teoricamente che sperimentalmente.

Nel lavoro sperimentale [G5] che riguarda travi in c.a. sottoposte a momento costante, è stata mostrata la notevole differenza tra le curvature medie e quelle locali ottenendo diagrammi momento-curvatura alquanto diversi (Fig. 2.3).

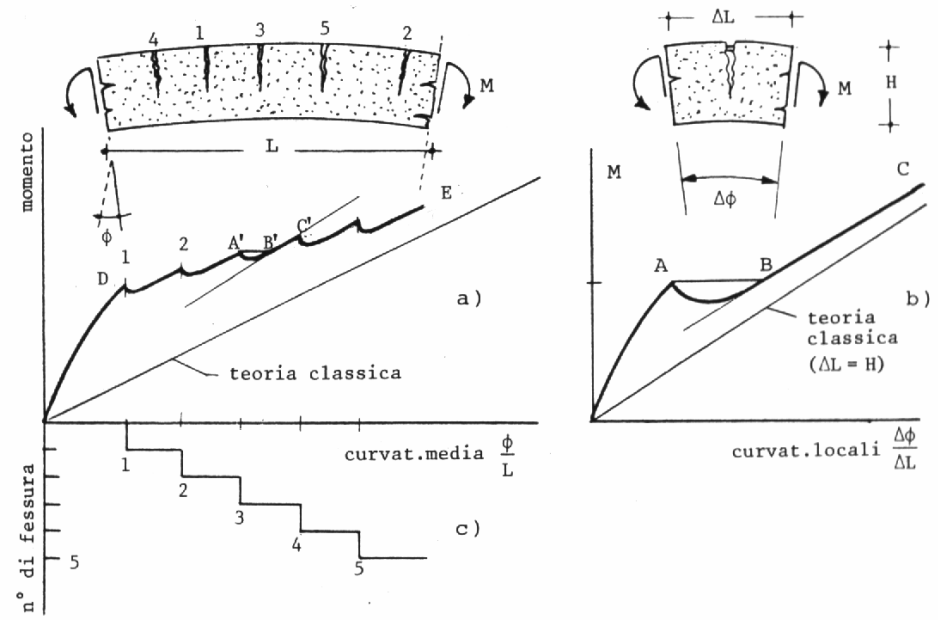


Fig. 2.3. Relazione momento – curvatura per un tronco di trave. (a) Caso di numerose fessure nel tronco e relativa misura delle curvature medie. (b) Caso di un'unica fessura nel tronco e relativa misura delle curvature locali [G5].

In particolare la trave sottoposta a momento costante lungo un tratto contenente numerose fessure, è caratterizzata da un passaggio graduale allo stadio fessurato a causa della formazione non simultanea delle fessure (Fig. 2.3(a)). Il tronco di trave contenente una sola fessura invece, presenta una notevole discontinuità di curvatura tra il primo stadio fessurato e il secondo (Fig 2.3(b)). La discontinuità delle curvature ha effetti strutturali importanti. Infatti un primo aspetto è stato messo in evidenza in [G6] dove è stato mostrato che nelle travi continue, a causa del numero limitato di fessure sopra gli appoggi, i momenti di continuità subiscono una riduzione durante il secondo stadio (Vedi Fig. 2.4).

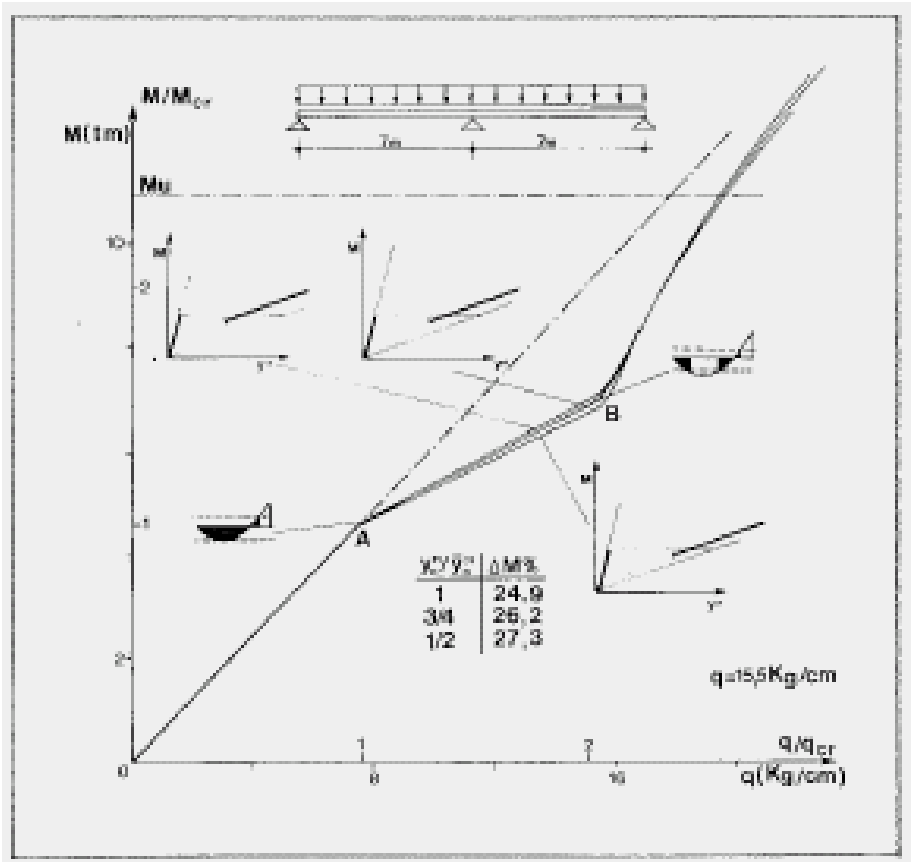


Fig. 2.4. Trave a due campate, influenza del tension stiffening sul momento all'appoggio centrale nel passaggio dal primo stadio non fessurato al secondo fessurato. [G6]

Il problema delle curvature medie o locali meriterebbe di essere considerato anche per le rotazioni al limite elastico della cerniera plastica.
In via di principio occorre far riferimento alle curvature medie oppure a quelle locali in funzione del numero di fessure coinvolte nel tratto l_p di sviluppo della cerniera plastica che, come già detto, è pari a circa metà altezza della sezione. Nel caso di

distanza fra le fessure maggiore di l_p risulterebbe necessario far riferimento alle curvature locali, mentre nel caso di molte fessure nel tratto della cerniera plastica sembra ragionevole ricorrere alle curvature medie. Si osserva che in assenza di aderenza o per fessure spalmate la differenza tra curvature medie e locali diventa irrilevante.
Nel caso delle curvature medie, e a maggior ragione nel caso delle curvature locali, per una corretta valutazione della rotazione della cerniera plastica, sarebbe necessario considerare i picchi di deformazione che si determinano nell'intorno della sezione fessurato come già detto precedentemente.
In letteratura questi effetti non sono stati studiati e usualmente si fa riferimento a rotazioni calcolate senza tener conto dell'aderenza e pertanto senza tener conto dei picchi di deformazione.
Si fa riferimento cioè alle deformazioni costanti lungo l_p e pari a quelle della sezione fessurata

2.3.2.1 Curvatura al limite elastico

Come già detto, per la valutazione della curvatura al limite elastico in letteratura si fa usualmente riferimento all'armatura senza tener conto dell'interazione tra armatura e calcestruzzo. In questo caso la curvatura al limite elastico risulta:

$$\phi_y = \frac{\varepsilon_y}{d-x} \qquad \text{e} \qquad \varphi_y = \phi_y \cdot l_p \qquad (2.12)$$

essendo x la distanza dell'asse neutro dal lembo compresso alla conclusione del 2° stadio e ε_{sy} la deformazione di snervamento dell'acciaio ipotizzata costante nel tratto l_p.
In realtà la deformazione media risulta minore a causa dell'aderenza e per una corretta valutazione occorrerebbe far riferimento alle curvature locali oltre che considerare le concentrazioni di deformazioni in prossimità della fessura come discusso sopra. L'effetto dell'aderenza sulle curvature locali contenenti una sola

fessura è messo ben in evidenza nei diagrammi di figura 2.5. (Studi e ricerche, vol.1)

In corrispondenza di sforzi pari allo snervamento della sezione fessurata $(f_{sy} = 440\,MPa)$ la curvatura locale risulta minore al crescere del coefficiente t_l dipendente dall'aderenza. Anche per il calcolo delle curvature al limite elastico si può introdurre un fattore χ_{el} legato all'aderenza che consentirebbe di calcolare più correttamente la curvatura al limite elastico ϕ_y^* nota la curvatura ideale ϕ_y definita in eq. 2.12:

$$\phi_y^* = \frac{\varepsilon_y}{d-x} \cdot \frac{1}{\chi_{el}} \qquad (2.13)$$

I risultati riportati in (Studi e Ricerche, Fig. 2.5) mostrano che χ_{el} può oscillare tra 1,1 ÷ 1,3 in funzione della percentuale di armatura.

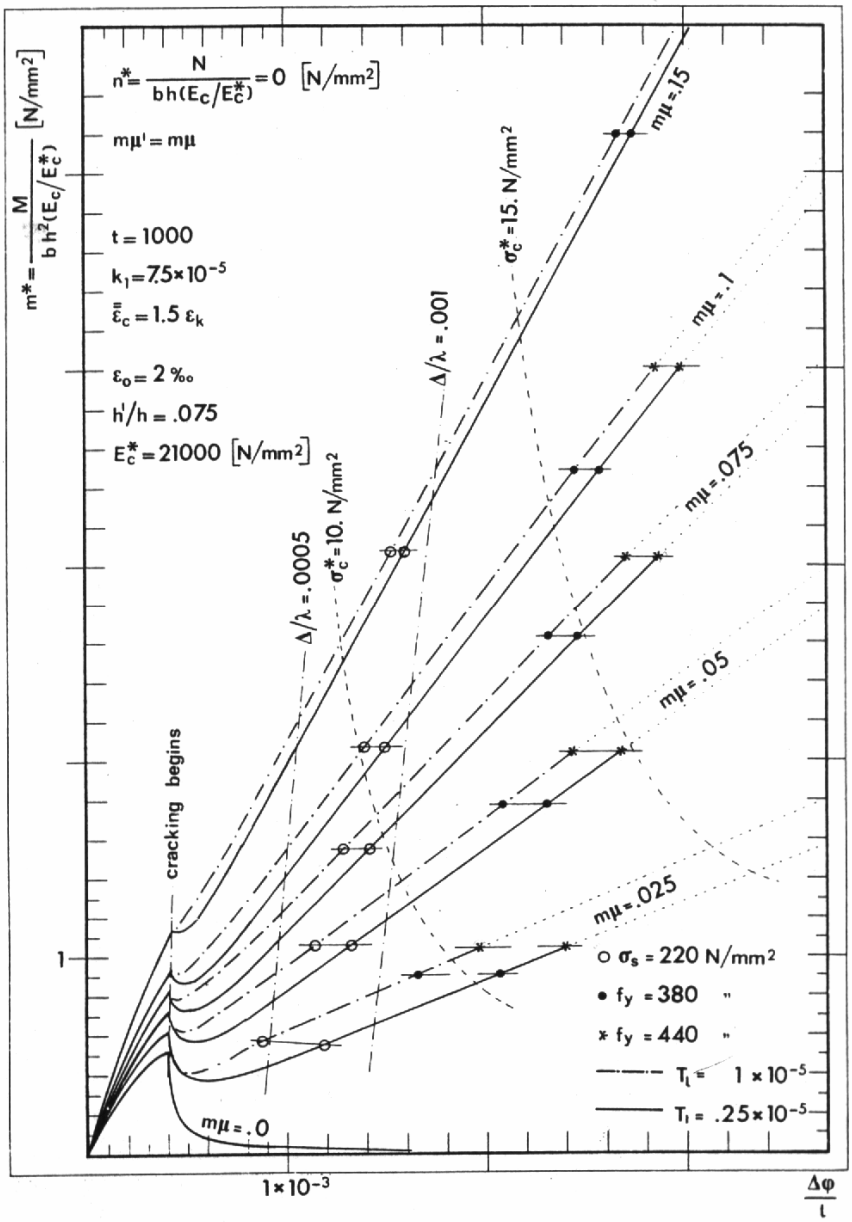


Fig 2.5. Dipendenza della curvatura nel secondo stadio dall'aderenza (Studi e ricerche, vol.1).

2.4 La valutazione della curvatura nella zona critica di un setto di controvento.

La valutazione della curvatura media nella zona critica di un setto di controvento, al limite elastico e in condizioni ultime, consente di quantificare la rotazione plastica massima che la cerniera può sopportare, e da essa ricavare lo spostamento massimo in sommità prima del collasso. In un setto di controvento la zona critica, caratterizzata da comportamento plastico è localizzata alla base, dove il taglio, il momento flettente e l'azione assiale sono massimi. Data la limitata snellezza dei setti (small aspect ratio), per i quali l'altezza H_w varia usualmente tra 2 e 7 volte la lunghezza di base L_w, la zona critica è soggetta ad una variazione di momento elevato. In particolare ad una quota pari a metà lunghezza di base del setto il momento sollecitante può essere significativamente inferiore rispetto alla sezione di base (fino al 25% in meno). Il concetto di cerniera plastica comunemente utilizzato per le travi snelle richiede pertanto alcune precisazioni. In letteratura [P3] distinguono, per un setto di controvento, tra regione a comportamento plastico e cerniera plastica equivalente. La regione a comportamento plastico coincide col tronco dell'elemento interessato da deformazioni nei materiali oltre il limite elastico; la cerniera plastica viene definita come quella porzione convenzionale di zona critica che, caratterizzata da una curvatura costante, realizza una rotazione relativa tra le sezioni di estremità tale per cui lo spostamento calcolato in sommità equivale quello ottenuto dall'integrazione della curvatura lungo il setto. Per la valutazione dello spostamento in sommità di un setto occorre quindi definire la curvatura media ϕ_m e la lunghezza equivalente l_p della cerniera plastica. Si osserva inoltre che la sensibile variazione del momento sollecitante nel tratto plasticizzato richiede di tener conto di due aspetti. Il primo riguarda la valutazione dell'effettiva variazione delle curvature con la quota in conseguenza del gradiente di momento sollecitante (variazione che nel terzo stadio non è lineare); il secondo riguarda la presenza di armature distribuite lungo tutta la sezione e di conseguenza non tutte egualmente sollecitate e non necessariamente snervate, anche se in zona tesa.

La modellazione della cerniera plastica va oltre gli scopi di questo lavoro. Nel seguito ci si limiterà a presentare alcune misure sperimentali effettuate nella zona critica che consentano di evidenziare la rilevanza di tali fenomeni e di fornire

elementi sperimentali di supporto per effettuare future modellazioni analitiche o numeriche.

2.5 Influenza dell'azione assiale sulla duttilità.

I pilastri e i setti di controvento a cui viene affidato il compito di resistere oltre che all'azione verticale anche a importanti sollecitazioni flessionali provocate dal sisma o da azioni orizzontali, sono sollecitati generalmente da una azione assiale modesta rispetto alla resistenza ultima per carico centrato.
Nel dominio M-N usualmente viene coinvolto il ramo crescente prima del picco A (Fig. 2.6).

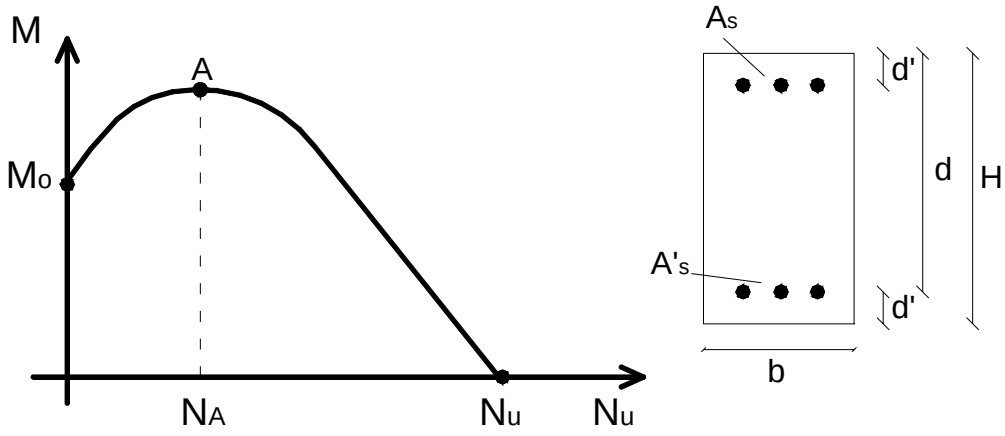


Fig. 2.6 Sezione di riferimento e ipotetico dominio M-N.

Nella progettazione corrente l'azione assiale risulta molto minore dell'azione assiale ultima N_u che, per sezioni ad armatura debole, risulta poco diversa dal valore:

$$N_{uc} = f_c \cdot b \cdot d \qquad (2.14)$$

essendo f_c la resistenza del calcestruzzo, b la larghezza della sezione e d l'altezza utile. L'azione assiale nei setti di controvento difficilmente supera il 20–30% di N_u.

Data la modesta azione assiale la duttilità di setti e pilastri sismici frequentemente viene valutata come quella delle travi semplicemente inflesse, trascurando l'ieffetto del carico verticale.

Il problema del ruolo dell'azione assiale è stato affrontato in [B1]. In Fig. 2.7 la duttilità per $N \geq 0{,}1N_u$ risulta notevolmente ridotta rispetto a quella che si otterrebbe in assenza di azione assiale $(N = 0)$.

Si osserva che le percentuali geometriche adottate per questi diagrammi hanno valori molto oltre quelli usualmente adottati in Italia che oltretutto garantiscono una più elevata duttilità.

Nel capitolo 3 viene fatta una valutazione approssimata per meglio definire il ruolo dell'azione assiale facendo riferimento alle sezioni con armature a media e bassa percentuale, che , come già detto, sono adottate in Italia.

Per la corretta valutazione del coefficiente di duttilità occorre calcolare sia la curvatura ultima sia quella al limite elastico in presenza di azione assiale.

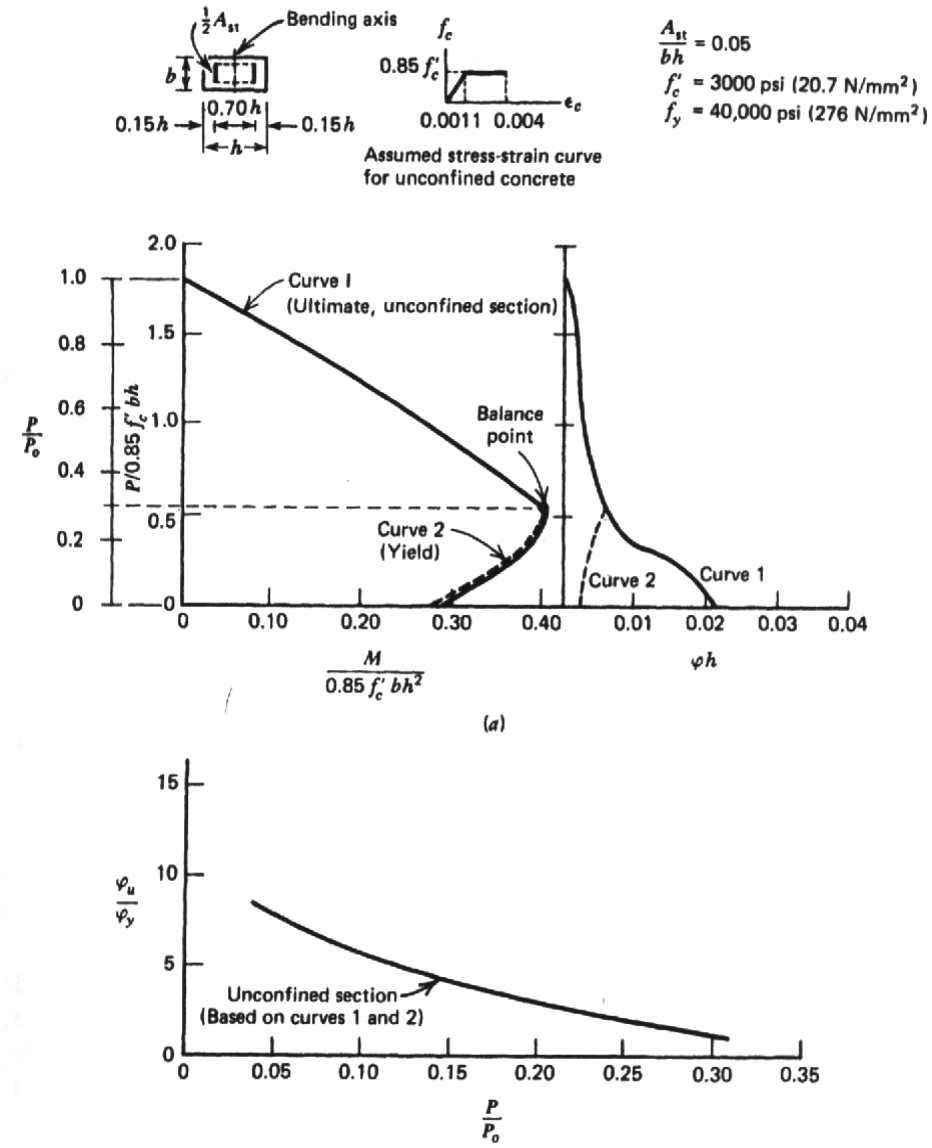


Fig. 2.7. Influenza dell'azione assiale *N* sulla duttilità di una sezione in c.a., per valori $\frac{N}{N_u} < 0,3$ [B1].

2.6 Influenza del taglio sulla duttilità di elementi in c.a. inflessi e dei setti di controvento.

Il problema dell'interazione tra taglio e azione flettente e lo studio degli effetti del taglio sulla duttilità di travi in c.a. è stato oggetto di numerosi studi [O1].
La fessurazione obliqua nelle travi continue produce un interazione tra l'armatura longitudinale per la flessione e quella trasversale per il taglio e pertanto la duttilità viene a dipendere anche da tale interazione.
Inoltre l'apertura delle fessure in condizioni ultime risulta grande e pertanto alcuni meccanismi che rappresentano una notevole risorsa per la resistenza a taglio vengono compromessi [P3].
In particolare la resistenza offerta dall'ingranamento [M4] della parte compressa della sezione si riduce a causa dell'apertura notevole delle fessure e della loro penetrazione che riduce le dimensione della parte compressa della sezione.
Nei lavori [S1] sono affrontati gli studi sull'interazione momento-taglio anche per travi di notevole altezza (fino a 3metri) con caratteristiche simili a quelle dei setti di controvento.
In figura 2.8 viene mostrato il dominio taglio-momento flettente che mette in luce come la presenza del taglio riduca notevolmente il momento ultimo.
La prova sperimentale su un setto di controvento in scala 1:1 [G2] ha mostrato che la duttilità a flessione è stata in parte compromessa da un'anticipata rottura a taglio, causata dell'eccessiva apertura di una fessura anomala parallela alle staffe che si è manifestata all'attacco tra setto e fondazione nella parte centrale della sezione. Tale fessura ha provocato il tranciamento dell'armatura longitudinale di parete ed ha annullato la risorsa di resistenza per ingranamento della parte centrale della sezione.
L'instabilità delle armature compresse, concentrate alle estremità della sezione, ed il notevole danneggiamento del calcestruzzo in prossimità di queste armature, sebbene molto ben confinato, hanno di fatto annullato anche la capacità di resistenza per effetto spinotto e per ingranamento nella parte compressa della sezione.

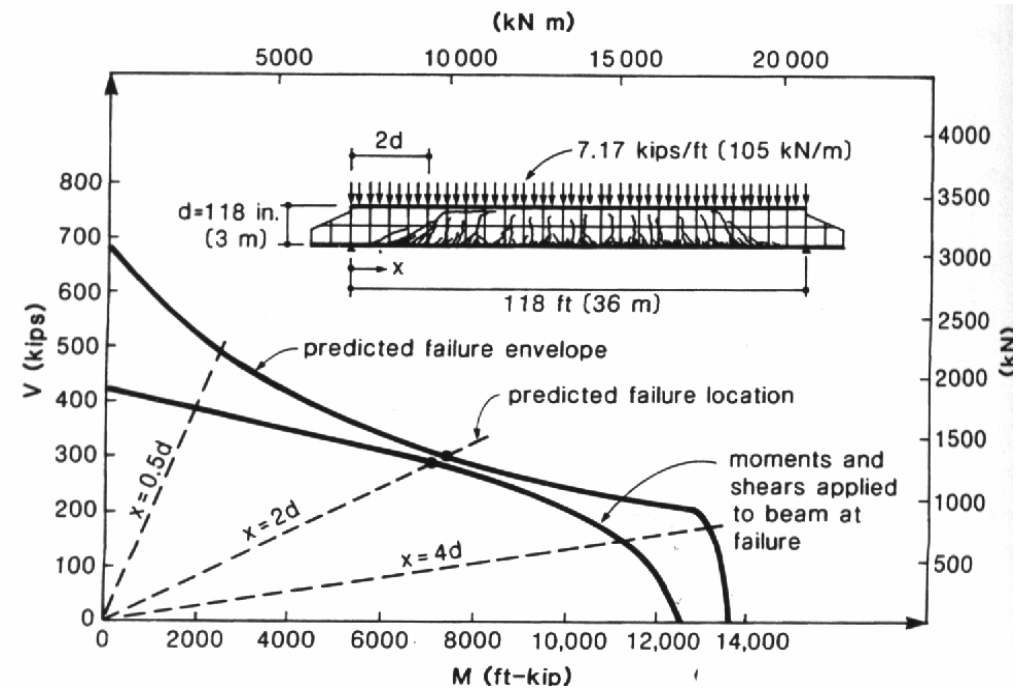


Fig. 2.8. Diagramma di interazione taglio-momento per una trave in c.a. di 3m di altezza, prove sperimentali [S1] e previsione teorica [C5], tratto da [C5].

Per mantenere una buona duttilità a flessione in presenza di taglio, tale prova ha mostrato la necessità di garantire una sovra-resistenza a taglio.
Date le sollecitazioni e l'inevitabile danneggiamento del calcestruzzo compresso nella zona della cerniera plastica, la sovra-resistenza a taglio non può essere affidata a soli meccanismi di ingranamento e ad armature trasversali tipo staffe. Inoltre, in accordo con quanto suggerito da più autori [P1] le prove hanno mostrato la necessità di evitare la concentrazione di barre all'estremità della sezione, ma piuttosto di distribuirle nell'intera sezione, in modo da garantire una modesta apertura di fessura nella zona centrale della sezione e mantenere, in questa parte della sezione, la capacità di resistere col meccanismo a spinotto delle armature longitudinali oltre che con un ancora significativo meccanismo di ingranamento.

Per evitare che il danneggiamento del calcestruzzo si estenda verso la parte centrale della sezione, la prova di Brescia [G2] ha sottolineato anche la necessità di estendere il confinamento del calcestruzzo con opportune staffe anche nella zona centrale della sezione.
Si fa presente che la sovra-resistenza a taglio può essere ottenuta sia ricorrendo alla risorsa dell'effetto spinotto, sia mediante armature diagonali incrociate lungo tutto ed oltre il tratto della cerniera plastica. Tale seconda possibilità presenta alcune complicazioni costruttive che rendono più proponibile la soluzione delle armature longitudinali di grosso diametro nella parte centrale della sezione.

Per quanto riguarda la resistenza a spinotto delle armature longitudinali, il contributo resistente offerto dalla singola barra può essere valutato con diverse formulazioni.
La normativa [N1] che propone le seguenti espressioni:

$$V_{dd,i} = \min \begin{cases} 0,25 \cdot f_y \cdot \sum A_s \\ 1,3 \cdot A_{si} \cdot \sqrt{f_c \cdot f_y} \end{cases} \tag{2.15}$$

Studi teorici e sperimentali per carichi monotonici [G7] forniscono la resistenza:

$$V_{dd,i} = \sigma_r \cdot \Phi_i^{\,2} \cdot \sqrt{\frac{\sigma_y}{3 \cdot \sigma_r}} \quad con \begin{cases} \sigma_r = 4 \cdot f_{ck} \\ \sigma_y = f_y \end{cases} \tag{2.16}$$

dove σ_r è la tensione di rifollamento del calcestruzzo, indicata dagli stessi autori per un valore di circa $4 \div 5$ volte la resistenza cilindrica. Tale resistenza, in ottimo accordo con prove sperimentali specifiche [G7], risulta maggiore di quella fornita dall'EC8 e non tiene conto dei carichi ripetuti e del conseguente danneggiamento del calcestruzzo.
In presenza di armature tese la resistenza offerta dal meccanismo con formazione di cerniere plastiche [G7] risulta ridotta via via che la trazione aumenta, fino a

trasformarsi in meccanismo resistente per effetto fune, a spese di deformazioni per scorrimento considerevoli [P3]. Le prove sperimentali di Philips e Paulay [P6] mostrano che l'effetto fune è più efficace nel caso di barre di piccolo diametro. Si ricorda però che la prova di Brescia ha mostrato che la scelta delle barre di piccolo diametro sottoposte a carichi ciclici porta al tranciamento prematuro di tali barre.

3. VALUTAZIONE DELLA DUTTILITÀ IN PRESENZA DI AZIONE ASSIALE

Nel capitolo 2 è stato mostrato come l'azione assiale non sia trascurabile nella valutazione della duttilità di elementi in c.a. inflessi.
L'argomento è importante e pertanto nel seguito viene proposto un approccio analitico che, con qualche semplificazione, consente di definire il legame tra la duttilità e l'azione assiale.
Per definire il coefficiente di duttilità sulle curvature di elementi inflessi, μ_ϕ, risulta necessaria la valutazione della curvatura ultima ϕ_u e di quella al limite elastico ϕ_y (v. par. 2.1):

$$\mu_\phi = \frac{\phi_u}{\phi_y} \tag{3.1}$$

3.1 Valutazione analitica della curvatura ultima in presenza di azione assiale.

Per la valutazione della curvatura ultima di elementi inflessi in c.a. occorre far riferimento al terzo stadio.
Nel capitolo 2 è stato discusso il ruolo della aderenza e la concentrazione delle deformazioni in prossimità delle fessure ed è stato mostrato che alla conclusione del III° stadio la fessurazione è generalmente molto fitta ed il ruolo dell'aderenza si riduce alquanto, a maggior nel caso di sollecitazioni cicliche.
Nel seguito al fine della valutazione analitica del ruolo dell'azione assiale sulla curvatura ultima si trascurerà l'effetto della concentrazione delle deformazioni e non si porrà limite alle deformazioni dell'armatura tesa.

In questo caso la curvatura ultima in presenza di azione assiale assume ancora l'espressione (v. eq. 2.6) :

$$\phi_u = \frac{\varepsilon_{cu}}{x}$$

nell'ipotesi che non vi sia limite alla deformazione dell'acciaio.
L'azione assiale riduce la curvatura ultima in quanto la distanza dell'asse neutro x aumenta rispetto al caso della flessione semplice.
La posizione dell'asse neutro viene valutata con l'equilibrio alla traslazione ipotizzando che l'armatura tesa sia in campo plastico (deformazione $\varepsilon_s \geq \varepsilon_y$) azione che risulta ben giustificata dalla modesta azione assiale e da percentuali di armature non elevate.
Occorre distinguere poi il caso con armatura compresa in campo plastico $\left(\varepsilon_s^{'} \geq \varepsilon_y\right)$ dal caso con armatura compressa in campo elastico $\left(\varepsilon_s^{'} \leq \varepsilon_y\right)$ come può avvenire in presenza di copriferri elevati. Nel seguito si fa riferimento a sezioni con armature tesa A_s e compressa $A_s^{'}$ equivalenti.

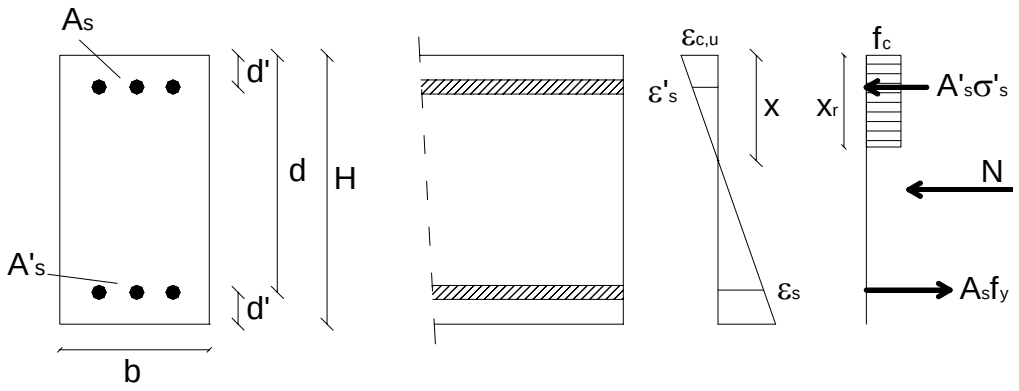


Fig. 3.1. Sezione di riferimento per lo stato limite ultimo.

Indicando con $\sigma_s^{'} = \alpha f_y$ il valore dello sforzo dell'armatura compressa dove $\alpha = 1$ quando l'armatura è snervata e $\alpha \leq 1$ per l'armatura in campo elastico, è possibile esprimere l'equilibrio attraverso la relazione:

$$f_c x_r b + A_s^{'} \alpha f_y - A_s f_y = N \tag{3.2}$$

dove $x_r = 0,8\overline{x}$ è l'altezza dello stresso block o asse neutro ridotto e f_c la resistenza cilindrica del calcestruzzo. Da tale relazione si ottiene l'asse neutro x_r :

$$\frac{x_r}{d} = \frac{N}{N_u} + \frac{A_s}{bd} \cdot \frac{f_y}{f_c} - \frac{A_s^{'}}{bd} \cdot \alpha \frac{f_y}{f_c} \tag{3.3}$$

dove $N_u = f_c bd$ è praticamente la resistenza a compressione centrata avendo un valore molto prossimo al valore N_{uc} (eq. 2.14)

3.1.1 Caso con armatura compressa snervata.

Nel caso di armatura compressa snervata $(\alpha = 1)$, essendo $A_s^{'} = A_s$ la relazione 3.3 diventa semplicemente:

$$\frac{x_r}{d} = \frac{N}{N_u} \tag{3.4}$$

L'asse neutro risulta:

$$x = \frac{x_r}{0,8} \tag{3.5}$$

e pertanto la curvatura ultima risulta:

$$d\phi_u = 0,8\frac{\varepsilon_{cu}}{N/N_u} \qquad (3.6)$$

dove N/N_u è la percentuale dell'azione assiale rispetto all'azione ultima centrata $N_u = f_c bd$.

3.1.2 Caso con armatura compressa elastica.

Nel caso di armatura compressa elastica $(\alpha \le 1)$ è possibile ottenere il valore di α in relazione alle deformazioni. Infatti

$\sigma_s^{'} = \alpha f_y$ da cui $\varepsilon_s^{'} = \alpha\varepsilon_y$ essendo in campo elastico.

Inoltre : $\dfrac{\varepsilon_s^{'}}{\bar{x} - d'} = \dfrac{\bar{\varepsilon}_{cu}}{\bar{x}}$ da cui $\varepsilon_s^{'} = \dfrac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_y}\left(1 - \dfrac{d'}{d}\dfrac{d}{x}\right)\varepsilon_y$

E pertanto essendo $\varepsilon_s^{'} = \alpha\varepsilon_y$ risulta :

$$\alpha = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_y}\left(1 - \frac{d'}{d}\frac{d}{x}\right) \qquad (3.7)$$

Sostituendo α nell'equazione 3.3 tenendo conto della 3.5 risulta:

$$0,8\bar{x}/d = \frac{N}{N_u} + \rho_s\frac{f_y}{f_c} - \rho_s^{'}\frac{f_y}{f_c}\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_y}\left(1 - \frac{d'}{d}\frac{d}{x}\right) \qquad (3.8)$$

avendo indicato con $\rho_s = A_s/bd$ e $\rho_s^{'} = A_s^{'}/bd$ le percentuali geometriche dell'armatura tesa e compressa rispettivamente.

Da tale equazione quadratica in x è possibile ottenere l'espressione dell'asse neutro con armatura compressa elastica:

$$\frac{x}{d} = \frac{1}{0,8}\left[\beta + \sqrt{\beta + \frac{4x_o}{d}\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_y}\frac{d'}{d}}\right] \; con \; \beta = \frac{N}{N_u} + \frac{x_o}{d}\left(1 - \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_y}\right); \; \mathrm{x}_o = \frac{f_y}{f_c \rho_s} \qquad (3.9)$$

La curvatura ultima può essere espressa tenendo conto della eq. 3.9 nel seguente modo:

$$d \cdot \phi_u = \frac{\varepsilon_{cu}}{x/d} \qquad (3.10)$$

Tale curvatura dipende dai parametri:

$$\frac{N}{N_u} \; ; \; \frac{d'}{d} \; ; \; \rho_s \; ; \; \varepsilon_{cu} \; ; \; \varepsilon_y \; ; \; \frac{f_y}{f_c}$$

Significativa dal punto di vista applicativo è la dipendenza da $\frac{N}{N_u}$, ρ_s e $\frac{d'}{d}$. La dipendenza da tali parametri è messa in evidenza nelle Fig. 3.2, 3.3 e 3.4.

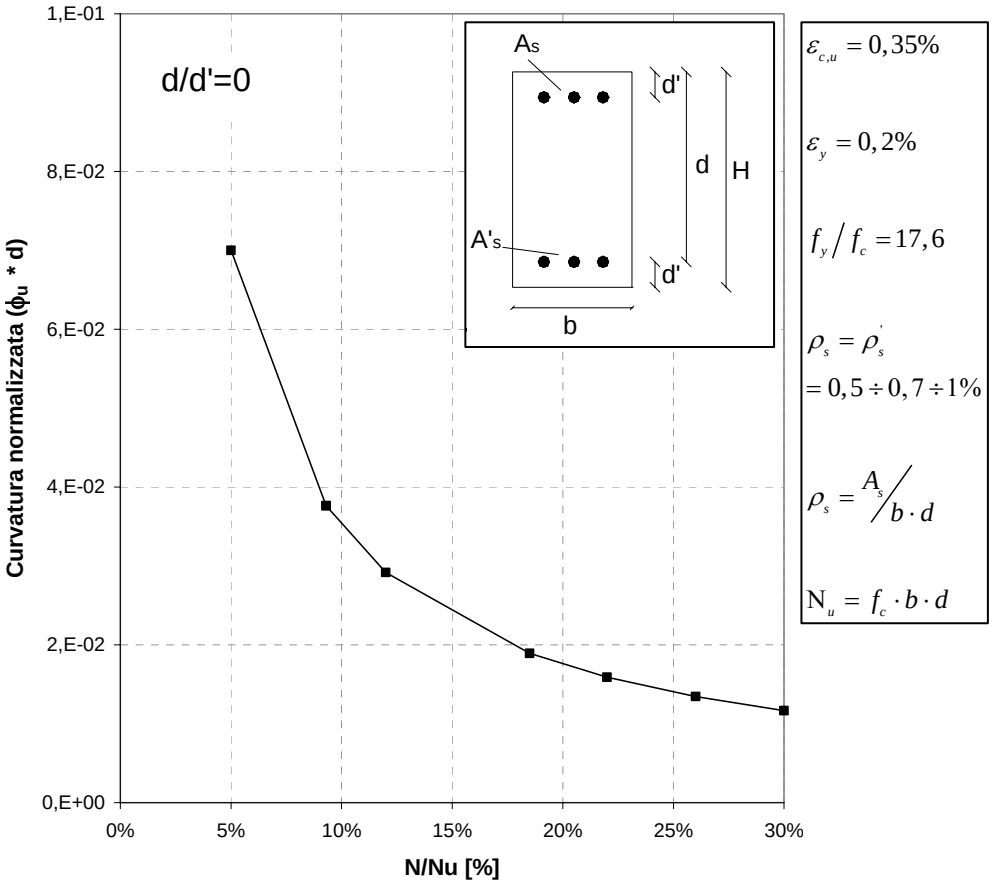


Fig. 3.2. Curvatura ultima adimensionale di una sezione in funzione dell'azione assiale, per diversi valori di percentuale di armatura complessiva. Distanza del baricentro delle armature dai lembi della sezione pari a zero, come nel caso di perdita del copriferro.

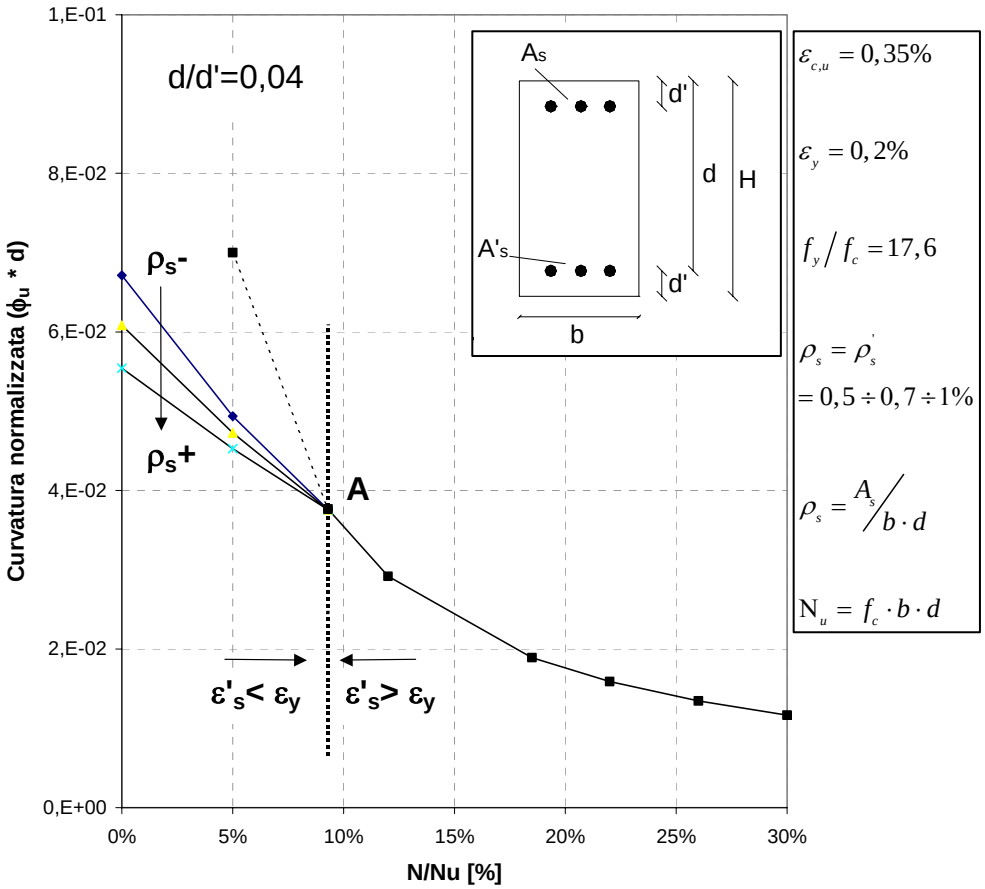


Fig. 3.3. Curvatura ultima adimensionale di una sezione in funzione dell'azione assiale, per diversi valori di percentuale di armatura complessiva. Distanza del baricentro delle armature dai lembi della sezione pari a $0,04 \cdot d$.

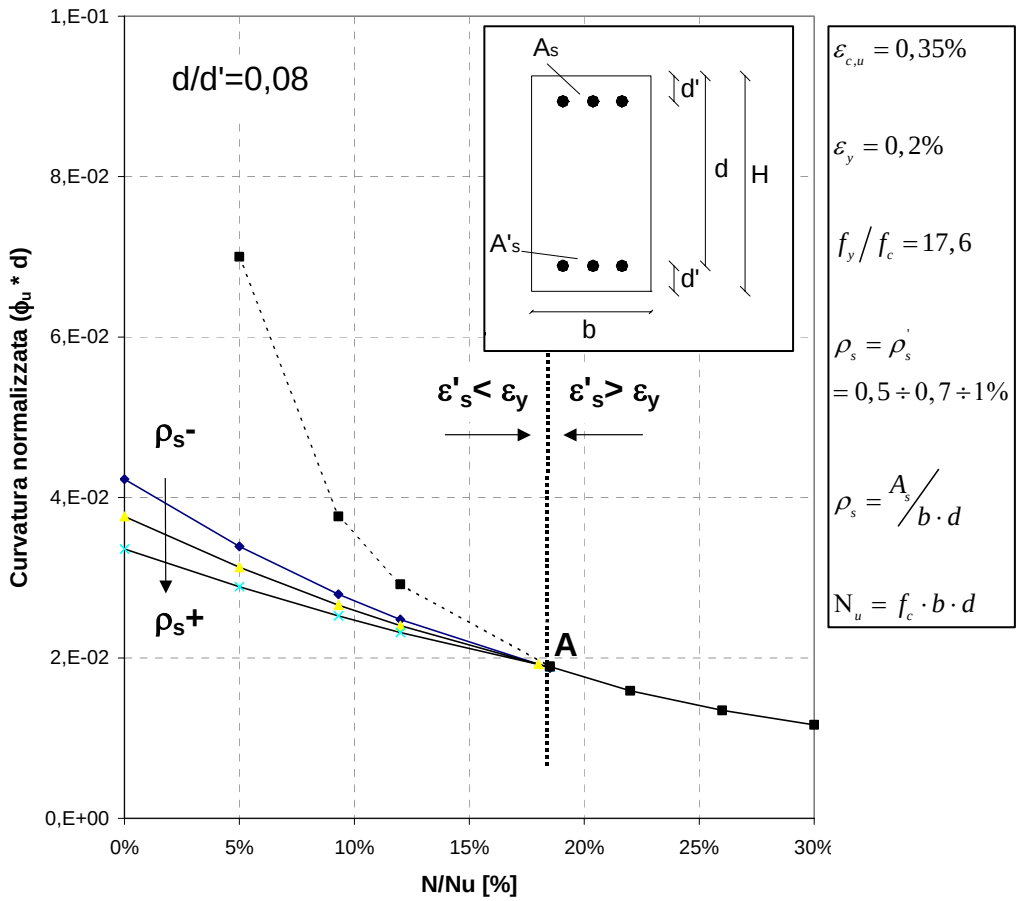


Fig. 3.4. Curvatura ultima adimensionale di una sezione in funzione dell'azione assiale, per diversi valori di percentuale di armatura complessiva. Distanza del baricentro delle armature dai lembi della sezione pari a $0,08 \cdot d$.

Tali diagrammi riportano in ascisse l'azione assiale N in rapporto al valore ultimo $N_u = f_c bd$ e in ordinato la curvatura adimensionale $d \cdot \phi_u$.

Le figure 3.2, 3.3, 3.4 si riferiscono a diversi valori di distanza tra il baricentro delle armature compresse d' in rapporto all'altezza utile d, a parità di tutti gli altri parametri.

I diagrammi mostrano le curve a sinistra del punto A che corrispondono al caso con armature comprese in campo elastico $\left(\varepsilon_{s'} \leq \varepsilon_y\right)$. Oltre il punto A $\left(\varepsilon_{s'} \leq \varepsilon_y\right)$ la curvatura dipende solo da $\frac{N}{N_u}$ in accordo con la relazione 3.4.

Si osserva che l'aumento del copriferro fa aumentare il valore di azione assiale che produce lo snervamento delle barre compresse, e di conseguenza riduce la curvatura ultima della sezione per valori di azione assiale modesti.

In generale la dipendenza della curvatura ultima dall'azione assiale è rilevante. In particolare nel caso di copriferro pari a $0,04 \cdot d$ la curvatura ultima per valori di azione assiale da 0 a $0,3 \cdot N_u$ si riduce di 4–5 volte.

3.2 Valutazione analitica della curvatura al limite elastico in presenza di azione assiale.

Lo studio di un elemento inflesso al limite elastico dell'armatura tesa riguarda il secondo stadio avanzato. Come già discusso nel par. 2.2.2 in questo stadio le deformazioni delle armature risentono significativamente dell'influenza dell'aderenza con picchi di deformazioni in prossimità delle fessure.

Lo studio di questi fenomeni [G8] risulta complesso e pertanto nel presente lavoro si adottano alcune semplificazioni al fine di ottenere una relazione approssimata sulla curvatura ultima in presenza di azione assiale.

La curvatura al limite elastico in presenza di azione assiale viene definita (v. par. 2.2.2.1) come rapporto tra la deformazione al limite elastico ε_y dell'armatura tesa e la distanza $d - x$ tra l'asse neutro e la stessa armatura tesa (v. eq. 2.12):

$$\phi_y = \frac{\varepsilon_y}{d - x}$$

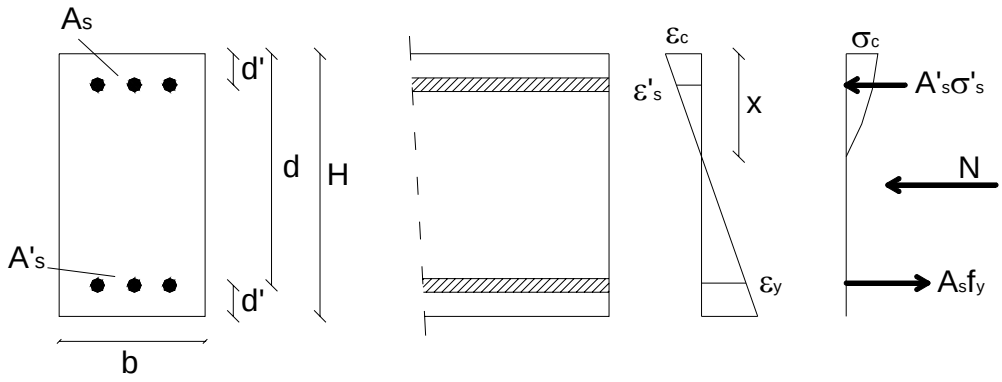


Fig. 3.5. sezione di riferimento per il calcolo al limite elastico.

La valutazione della distanza dell'asse neutro x deve essere fatta, come già detto, con riferimento al secondo stadio avanzato ed occorre imporre le condizioni di equilibrio della sezione e le relazioni di congruenza per le deformazioni. Per l'equilibrio occorre tener presente che durante il secondo stadio avanzato la distribuzione degli sforzi σ_c risente del comportamento non lineare del calcestruzzo.

Valutazioni accurate (Fig. 3.6(b)) mostrano che quando le percentuali delle armature hanno valori non elevati (percentuali geometriche minori indicativamente dell'1%) e per valori di azione assiale non elevati (azione assiale indicativamente minore di un terzo del valore ultimo) la distribuzione degli sforzi del calcestruzzo non risente così significativamente delle non linearità risultano: $\varepsilon_c \leq 1/1000$. In tali condizioni le armature compresse risultano in campo elastico.

Sulla base di queste osservazioni risultano giustificate le seguenti approssimazioni:

- sforzi nel calcestruzzo compresso lineari.

- acciaio compresso in campo elastico.

Con riferimento alla Fig.1 è possibile allora scrivere le seguenti relazioni di equilibrio:

$$N = \frac{1}{2}\sigma_c \cdot x \cdot b + \sigma_s^{'} A_s^{'} - f_y A_s \tag{3.11}$$

e di conseguenza:

$$\frac{\sigma_s^{'} / E_s}{x - d'} = \frac{\sigma_c / E_c}{x}$$
$$\frac{f_y / E_s}{d - x} = \frac{\sigma_c / E_s}{x} \tag{3.12}$$

Dalle 3.12 è possibile esprimere gli sforzi σ_c e $\sigma_s^{'}$ in relazione a f_y

$$\sigma_c = \frac{\overline{x}}{d - x} \cdot \frac{f_y}{E_s / E_c} = \frac{1}{d / x - 1} \cdot \frac{f_y}{n}$$

essendo $n = \frac{E_s}{E_c}$

$$\sigma_s^{'} = E_s \frac{x - d^{'}}{x} \frac{f_y / E_s}{d - x} = \left(\frac{x / d - d^{'} / d}{1 - x / d} \right) f_y$$

Sostituendo queste soluzioni nella 3.11 risulta:

$$\frac{1}{d / x - 1} \cdot \frac{f_y}{n} \cdot \frac{1}{2} \cdot x \cdot b + \frac{x / d - d^{'} / d}{1 - x / d} \cdot f_y \cdot A_s^{'} - f_y \cdot A_s - N = 0 \tag{3.13}$$

Questa equazione quadratica in x ammette la soluzione:

$$\frac{x_y}{d} = \frac{1}{\frac{E_c}{E_s} \cdot \frac{f_y}{f_c} \cdot \rho_s} \cdot \left\{ -\left(\frac{N}{N_u} + 2 \cdot \frac{f_y}{f_c} \cdot \rho_s \right) + \right.$$
$$\left. + \sqrt{\left(\frac{N}{N_u} + 2 \cdot \frac{f_y}{f_c} \cdot \rho_s \right)^2 + 2 \cdot \frac{E_c}{E_s} \cdot \frac{f_y}{f_c} \cdot \rho_s \cdot \left[\frac{N}{N_u} + \frac{f_y}{f_c} \cdot \rho_s \cdot \left(1 + \frac{d'}{d} \right) \right]} \right\} \tag{3.14}$$

La curvatura al limite elastico può essere espressa nel seguente modo:

$$d \cdot \phi_y = \frac{\varepsilon_y}{\left(1 - x_y / d\right)} \tag{3.15}$$

Tale espressione dipende dai parametri N / N_u, ρ_s , $\left(\rho_s^{'} = \rho_s\right)$, $d^{'} / d$ oltre che da f_y / f_c e ε_y, $n = E_s / E_c$.

Nelle figure 3.6, 3.7 e 3.8 si mostra il ruolo dell'azione assiale, della distanza tra il baricentro dell'armatura compressa e il lembo compresso $d^{'}$ e della percentuale geometrica ρ_s sulla curvatura al limite elastico.

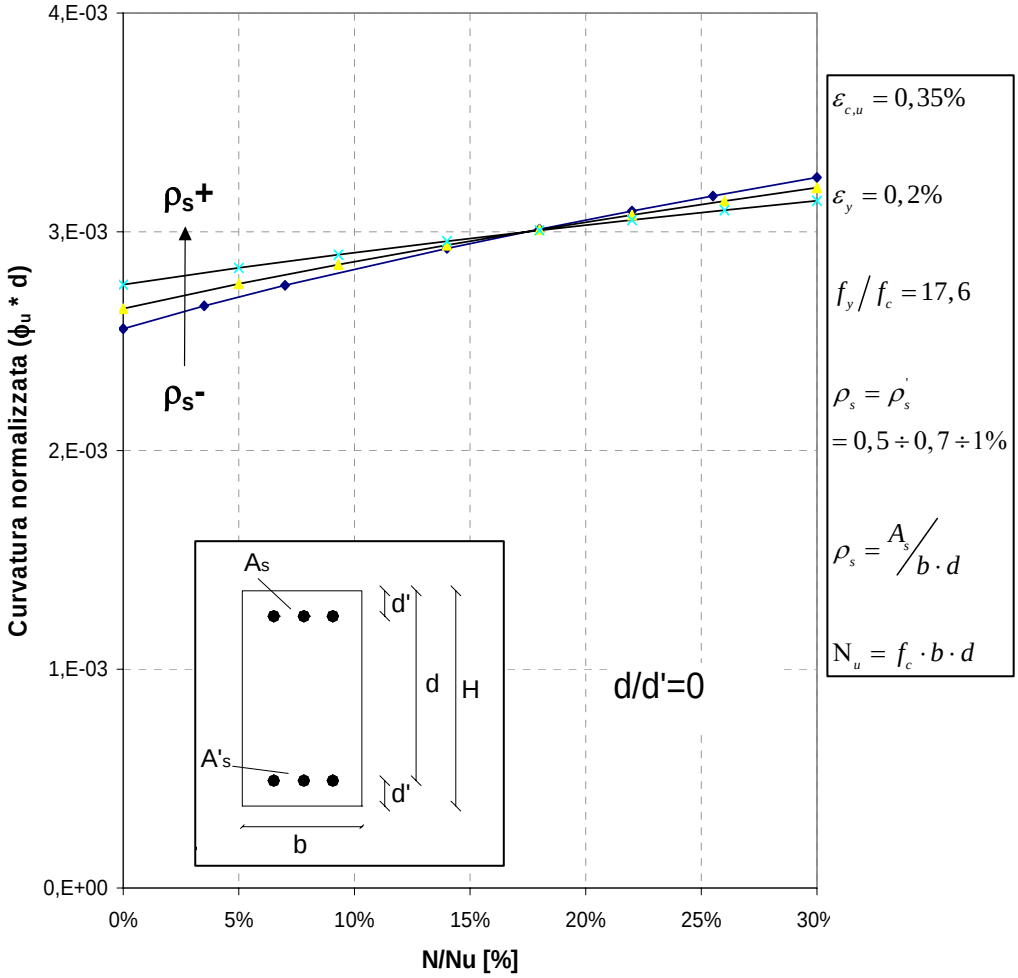


Fig. 3.6. (a) Curvatura al limite elastico adimensionale di una sezione in funzione dell'azione assiale, per diversi valori di percentuale di armatura complessiva. Distanza del baricentro delle armature dai lembi della sezione pari a zero, come nel caso di perdita del copriferro.

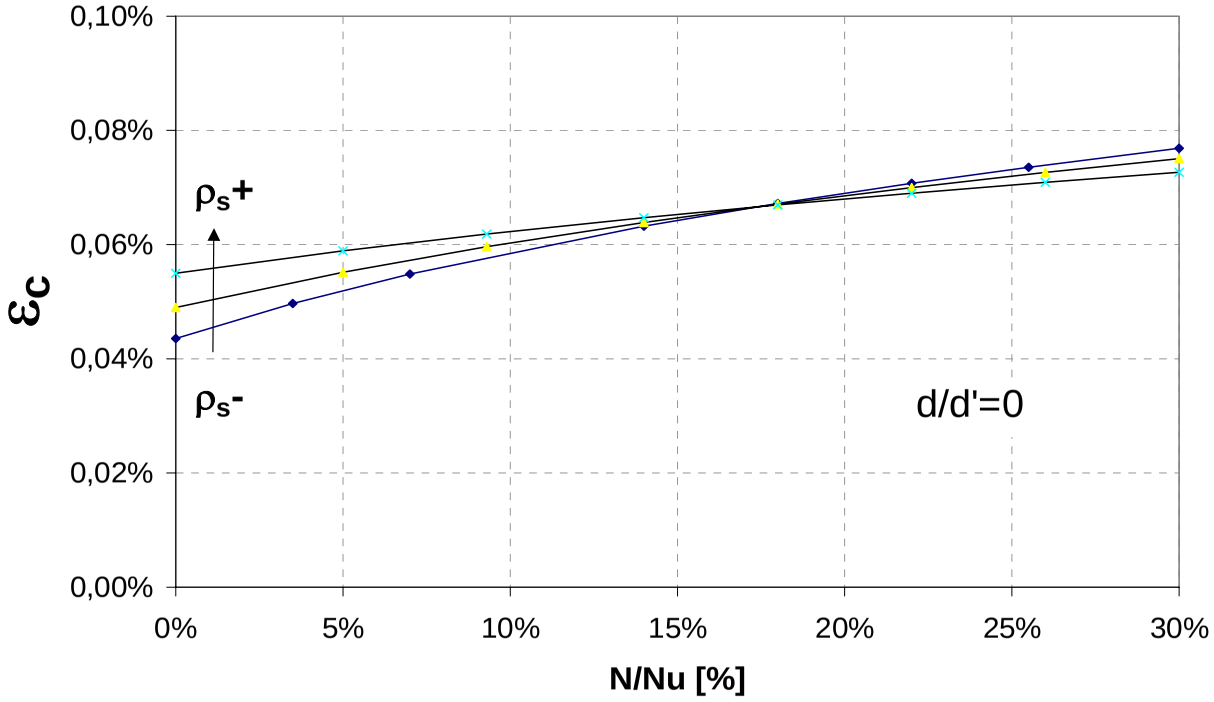


Fig. 3.6. (b) Deformazione massima nel calcestruzzo compresso in funzione dell'azione assiale e per diversi valori di percentuale geometrica, con riferimento al caso descritto in figura 3.6.(a).

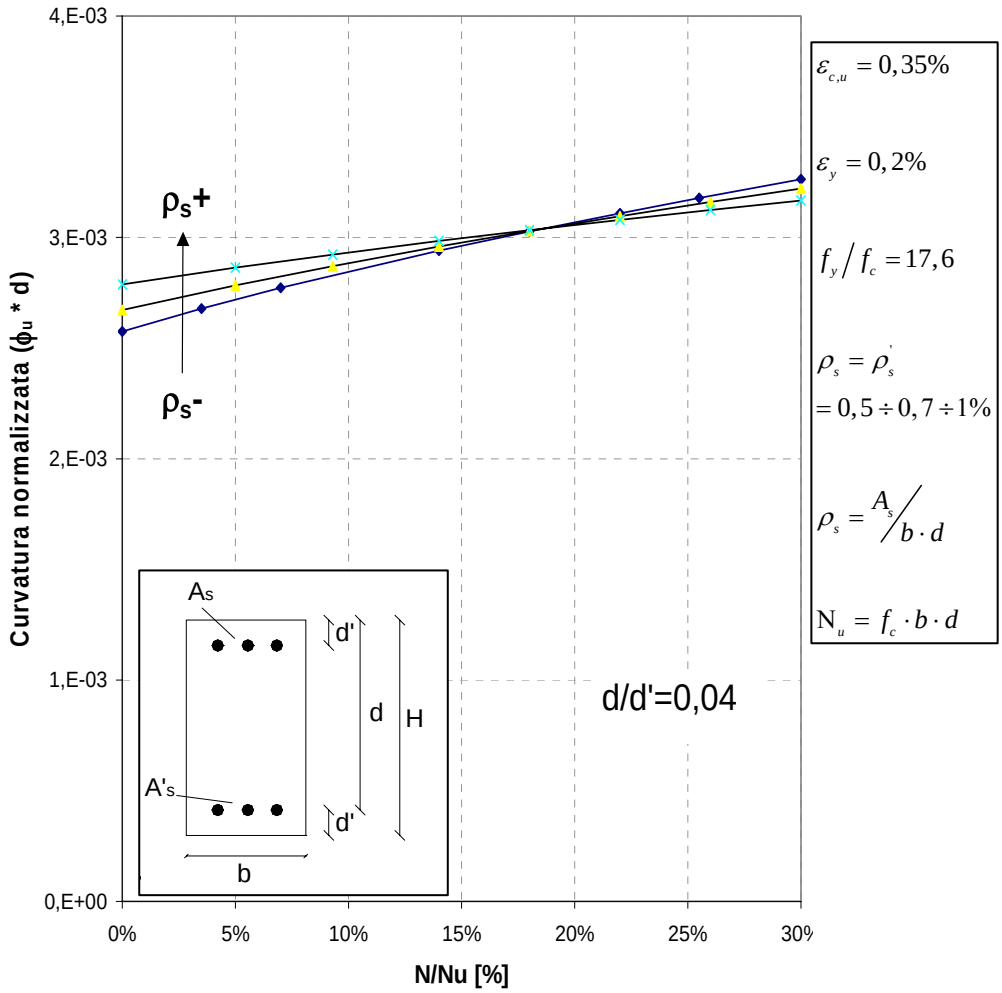


Fig. 3.7. Curvatura al limite elastico adimensionale di una sezione in funzione dell'azione assiale, per diversi valori di percentuale di armatura complessiva. Distanza del baricentro delle armature dai lembi della sezione pari a $0,04 \cdot d$.

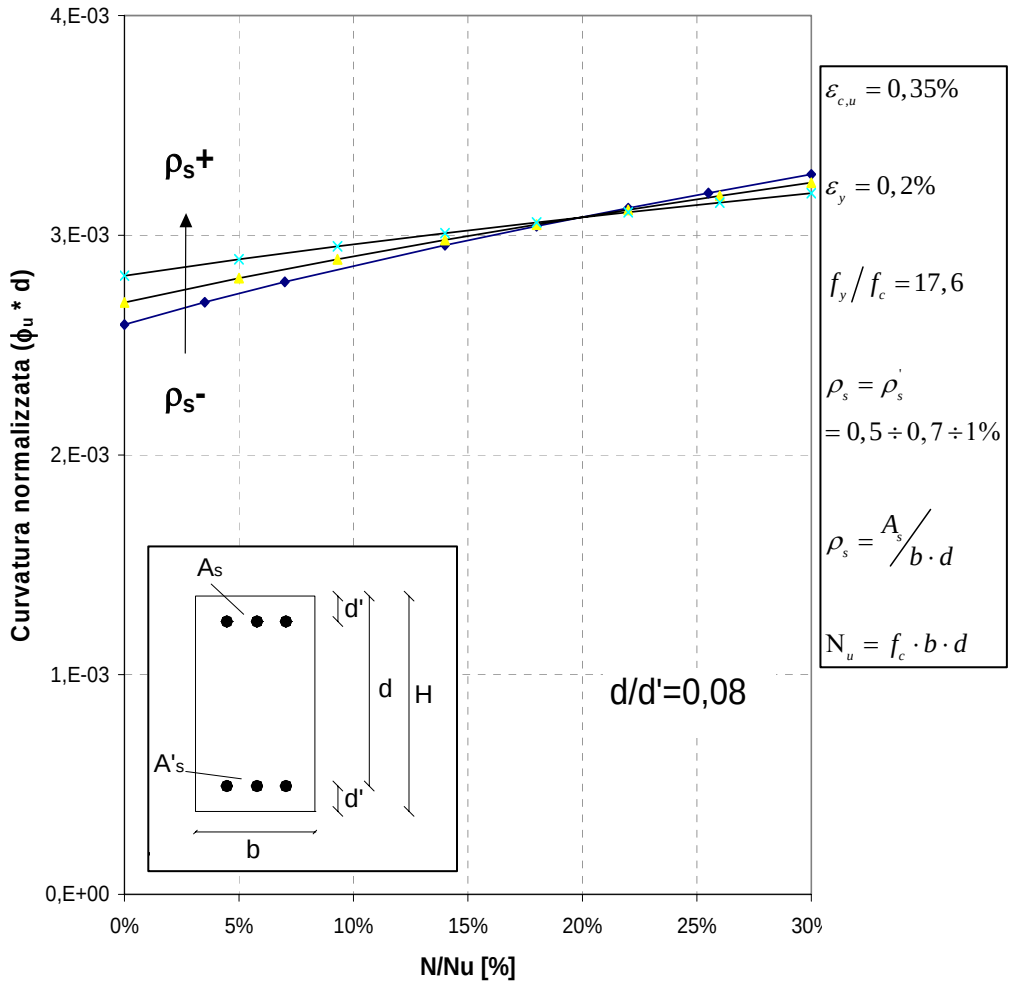


Fig. 3.8. Curvatura al limite elastico adimensionale di una sezione in funzione dell'azione assiale, per diversi valori di percentuale di armatura complessiva. Distanza del baricentro delle armature dai lembi della sezione pari a $0,08 \cdot d$.

La curvatura $\phi_y \cdot d$ viene diagrammata in funzione di N / N_u per vari valori di ρ_s e di rapporto $d^{'} / d$.
Si nota in tutti i casi la modesta variazione di $\left(\phi_y \cdot d\right)$ rispetto a tutti questi parametri: nel caso di N / N_u variabile tra 0 e 0,3 le variazioni sono contenute entro valori circa il 20%.
Si ricorda inoltre che in tutti questi casi l'armatura compressa è sempre elastica (vedi esempio fig. 3.6.(b)) e pertanto non esistono i due campi $\varepsilon_s^{'} \geq \varepsilon_y$ e $\varepsilon_s^{'} \leq \varepsilon_y$ come nel caso della curvatura ultima.

3.3 Valutazione della duttilità in presenza di azione assiale.

Tenendo conto della valutazione analitica della curvatura ultima (eq. 3.15 e 3.10) e della curvatura al limite elastico (eq.3.15) è possibile ottenere il coefficiente di duttilità (vedi eq. 2.1):

$$\mu_\phi = \frac{\phi_u}{\phi_y}$$

Risulta poco agevole esprimere la duttilità μ_ϕ in forma analitica e pertanto μ_ϕ viene ricavata graficamente dal rapporto delle curvature delle figure da 3.1 a 3.6.
Nelle figure 3.9, 3.10 e 3.11 vengono riportati i diagrammi del coefficiente di duttilità μ_ϕ in funzione di N / N_u per diversi valori di $d^{'} / d$.

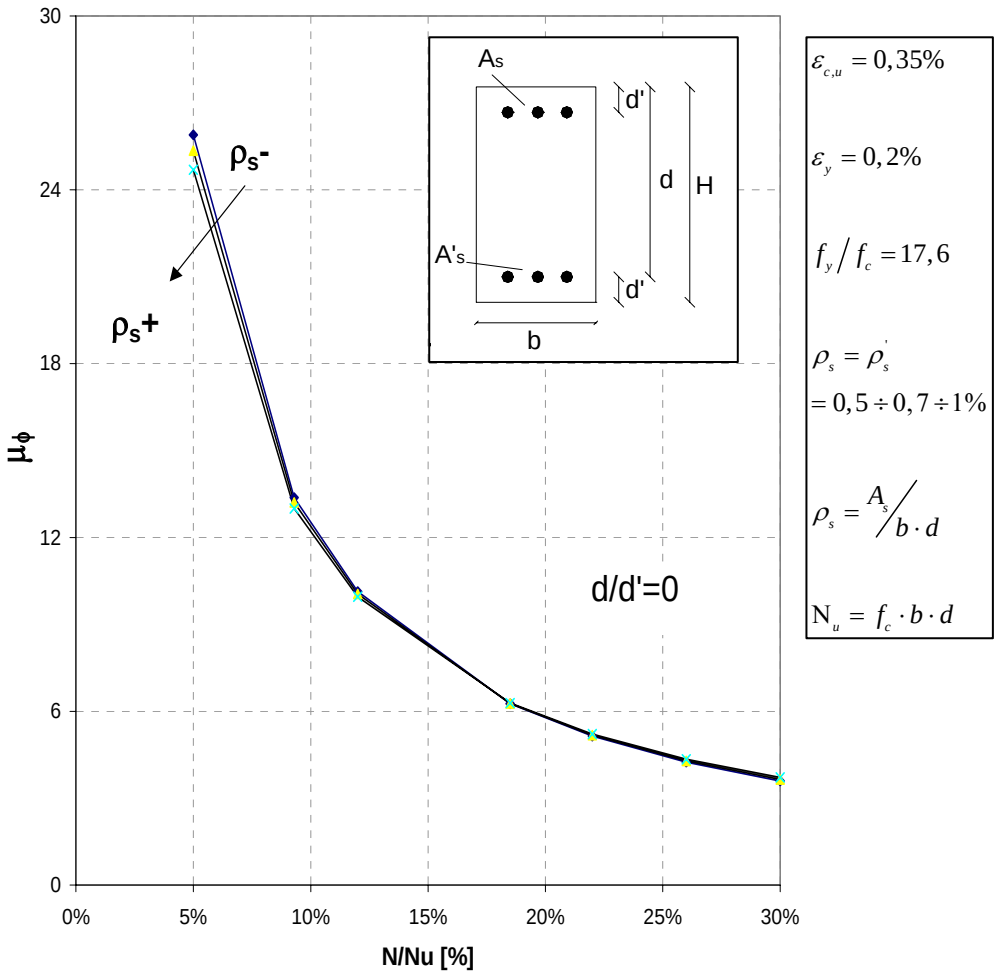


Fig.3.9. Coefficiente di duttilità di una sezione in funzione dell'azione assiale, per diversi valori di percentuale di armatura complessiva. Distanza del baricentro delle armature dai lembi della sezione pari a zero, come nel caso di perdita del copriferro.

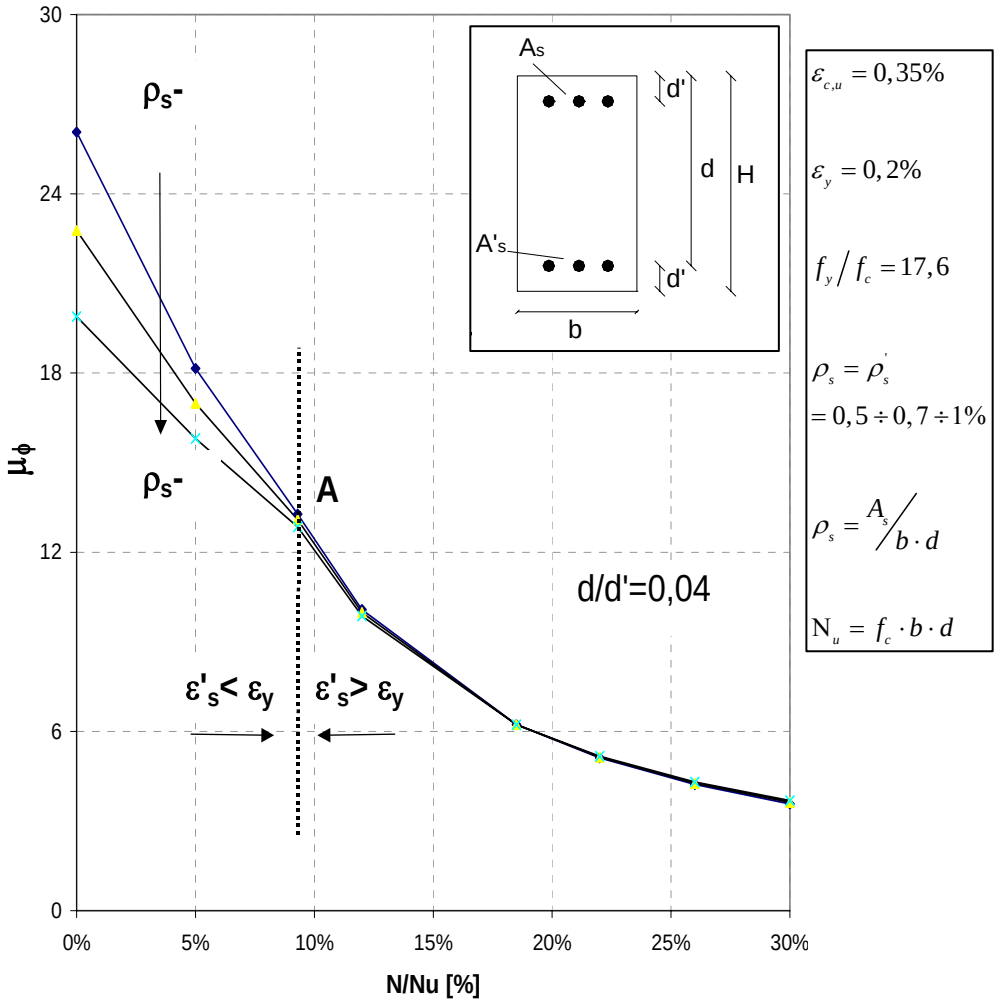


Fig.3.10. Coefficiente di duttilità di una sezione in funzione dell'azione assiale, per diversi valori di percentuale di armatura complessiva. Distanza del baricentro delle armature dai lembi della sezione pari a $0,04 \cdot d$.

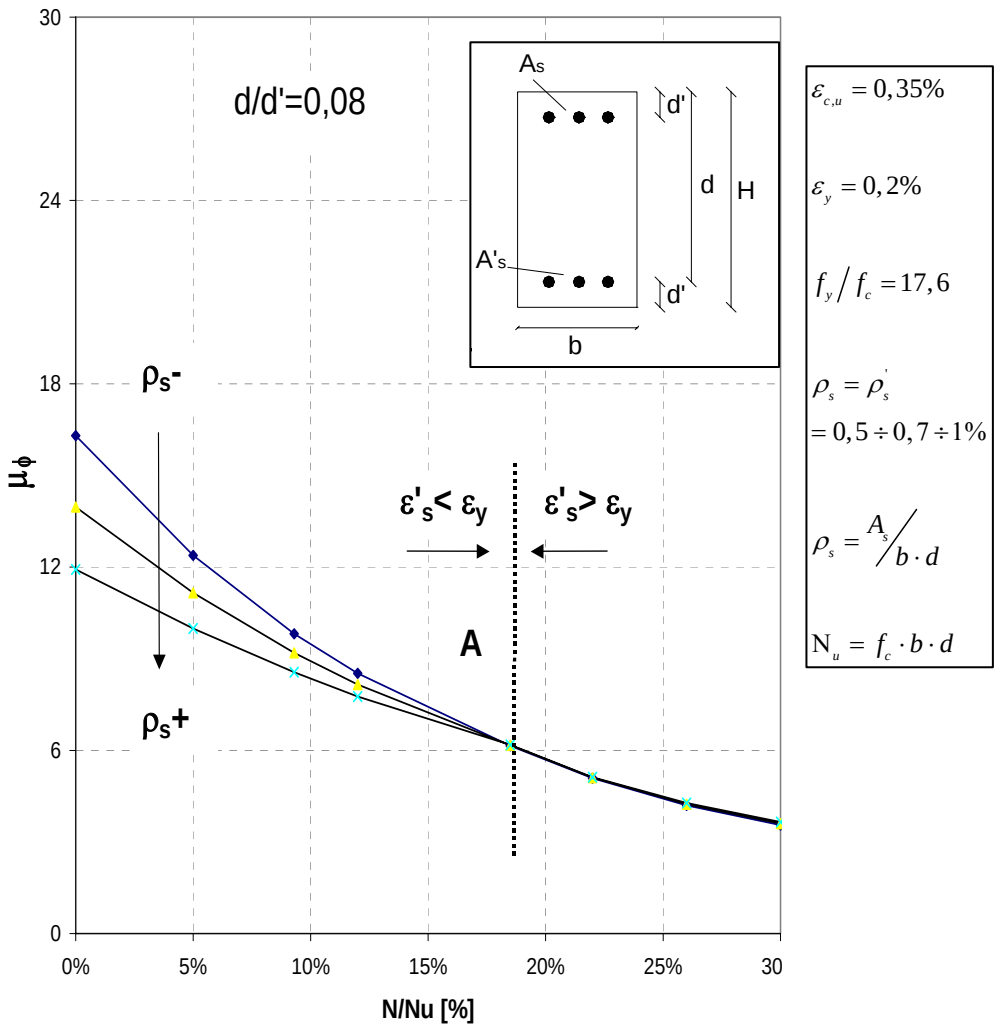


Fig. 3.11. Coefficiente di duttilità di una sezione in funzione dell'azione assiale, per diversi valori di percentuale di armatura complessiva. Distanza del baricentro delle armature dai lembi della sezione pari a $0,08 \cdot d$.

In tali diagrammi in ordinata è riportato il coefficiente di duttilità μ_ϕ, e in ascissa l'azione assiale normalizzata N / N_u. Su ciascuna curva corrispondente a diversi

valori di ρ_s viene riportato il punto A a sinistra del quale l'armatura compressa è elastica $\left(\varepsilon_s^{'} \leq \varepsilon_y\right)$, a destra del quale è snervata $\left(\varepsilon_s^{'} \geq \varepsilon_y\right)$. La dipendenza da N / N_u risulta significativa ed al crescere di N la duttilità si riduce sensibilmente. Per N / N_u pari a 0,3 il coefficiente di duttilità si riduce a 1/4 - 1/5 del valore corrispondente a $N = 0$

3.4 Ruolo del confinamento del calcestruzzo sulla duttilità.

Risulta importante dal punto di vista applicativo mostrare l'influenza del confinamento del calcestruzzo compresso sulla duttilità. Il confinamento aumenta il valore della deformazione ultima di compressione del calcestruzzo ε_{cu} che nel caso di calcestruzzo confinato può essere espressa dalla relazione (v. eq. 2.6):

$$\varepsilon_{ccu} = \varepsilon_{cu} + 0,2\frac{\sigma_2}{f_c}$$

In figura 3.12 e 3.13 è visualizzata lo sforzo di confinamento prodotto da una ipotetica configurazione di staffe trasversali nella zona compressa di un setto di controvento. Si osserva che le forze concentrate di confinamento offerte dalle staffe si distribuiscono all'interno del calcestruzzo attraverso la formazione di un sistema di archi.

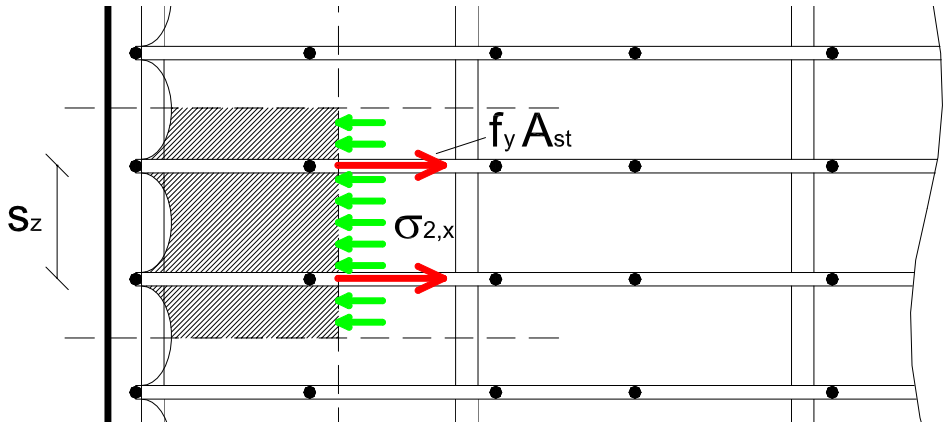


Fig. 3.12. Esempio di sforzi σ_2 che realizzano il confinamento di una porzione di calcestruzzo racchiusa tra le staffe, sezione longitudinale nel piano x,z.

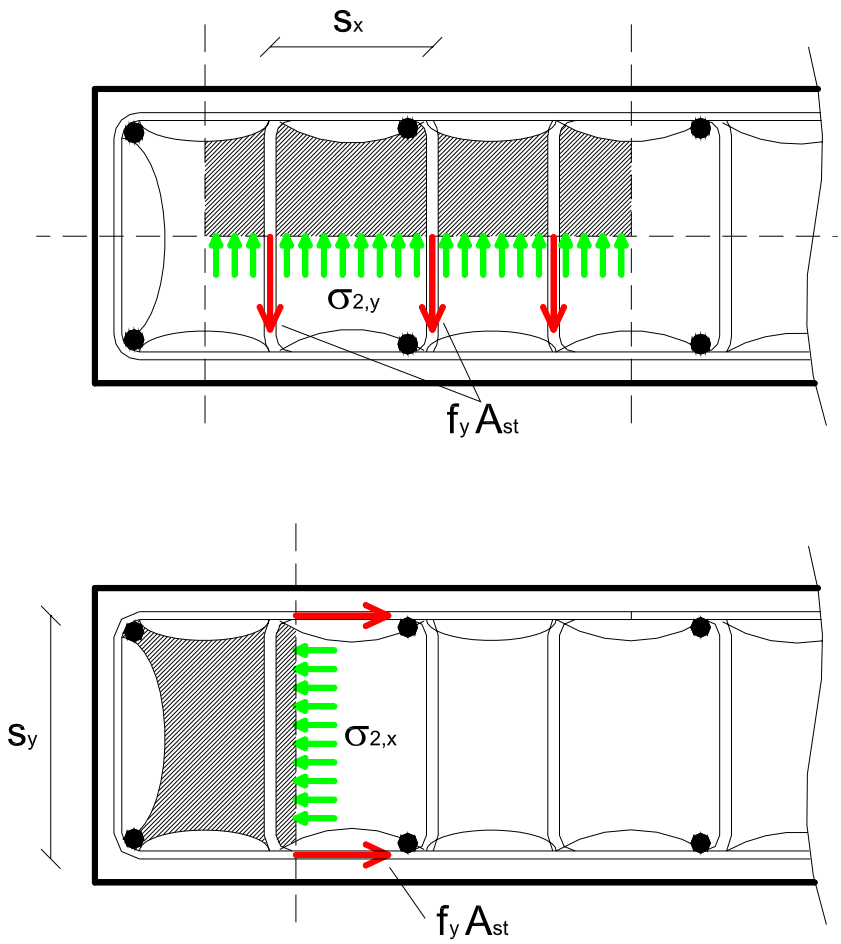


Fig. 3.13. Esempio di sforzi σ_2 che realizzano il confinamento di una porzione di calcestruzzo racchiusa tra le staffe, sezione trasversale nel piano x,y.

Con riferimento alla figura 3.12 lo sforzo di confinamento per il calcestruzzo può essere espresso come:

$$\sigma_{2,y} = \frac{A_{st} \cdot f_y}{s_x \cdot s_z} \cdot \gamma \tag{3.16}$$

dove s_x e s_z sono le distanze tra i bracci delle staffe di confinamento in direzione x e z e $\gamma = 0,6$ [P3] è un coefficiente che tiene conto del rapporto tra l'effettiva area confinata , ridotta dal fenomeno diffusivo attraverso la formazione di archi, e l'area lorda delimitata dalle staffe.
Da tale sforzo di confinamento σ_2 si ricava anche la resistenza di progetto del calcestruzzo confinato. Per la valutazione della resistenza del calcestruzzo confinato sotto carico monotonico Collins e Mitchell [C5] suggeriscono la nota formula $f_{ck,c} = f_{ck} + 4,1 \cdot \sigma_2$. Tuttavia in letteratura sono proposte relazioni [P3,N1] che tengono conto dell'effetto dei carichi ciclici:

$$f_{ck,c} = f_{ck} \cdot \left(-1,254 + 2,254 \cdot \sqrt{1 + \frac{7,94 \cdot \sigma_2}{f_{ck}}} - \frac{2 \cdot \sigma_2}{f_{ck}} \right) \qquad (3.17)$$

[P3]

$$f_{ck,c} = f_{ck} \cdot \left(1,125 + 2,5 \cdot \frac{\sigma_2}{f_{ck}} \right) \qquad (3.18)$$

[N1]

Il valore della deformazione $\varepsilon_{cc,u}$ deve essere sostituito nella espressione 3.5, 3.9 e 3.10 al valore ε_{cu}. La perdita del copriferro sui fianchi delle sezioni richiederebbe di rivedere anche le equazioni di equilibrio, anche se il ruolo di questa perdita generalmente è modesto.
Nel capitolo 4 verrà discussa l'influenza del confinamento sulla duttilità di elementi inflessi nel caso specifico di setti di controvento con armatura uniformemente distribuita.

4. RESISTENZA ULTIMA E DUTTILITÀ DEI SETTI DI CONTROVENTO CON ARMATURA DIFFUSA

Per i setti di controvento in letteratura viene sottolineata l'importanza dell'armatura d'anima cioè armatura longitudinale disposta nella parte centrale della sezione, al fine di migliorare la resistenza a taglio [P5].
Anche le prove svolte a Brescia [G2] hanno mostrato l'esigenza di disporre nell'anima armature di grosso diametro.
Nel presente lavoro, come discusso nel capitolo 6, viene assunta una armatura longitudinale uniformemente distribuita.
Tale soluzione per garantire un valore di momento resistente richiede in via di principio una maggior quantità di armatura rispetto al caso con le armature concentrate alle estremità, anche se in [P1] è sottolineato che a parità di armatura complessiva il momento resistente ultimo non varia in modo così significativo nelle due configurazioni; si osserva peraltro che per sezioni fortemente armate e/o con azione assiale significativa la differenza di momento resistente non è irrilevante.
L'armatura distribuita, oltre a garantire una resistenza a flessione poco penalizzata, offre il notevole vantaggio di migliorare la resistenza a taglio in virtù della resistenza offerta sia dalle armature della parte centrale della sezione dove il calcestruzzo risulta poco danneggiato dai cicli di carico, sia dallo stesso calcestruzzo ancora in grado di offrire una significativa resistenza per ingranamento.
Questo argomento verrà discusso di nuovo nella esposizione dei risultati della presente prova. La valutazione del momento ultimo nel caso di sezioni di setti con armatura uniformemente distribuito, non può essere fatta con la teoria classica degli elementi in c.a. e richiede alcuni adattamenti.
Anche per la duttilità è necessario ridefinire alcune relazioni rispetto a quelle riportate nei paragrafi precedenti.

4.1 La valutazione del momento resistente per sezioni con armatura longitudinale uniformemente distribuita

La valutazione del momento resistente di una sezione con armatura longitudinale uniformemente distribuita dovrebbe in via di principio considerare sulla sezione una distribuzione di sforzi discreta, con sforzi concentrati in corrispondenza delle armature disposte a passo costante lungo la sezione.

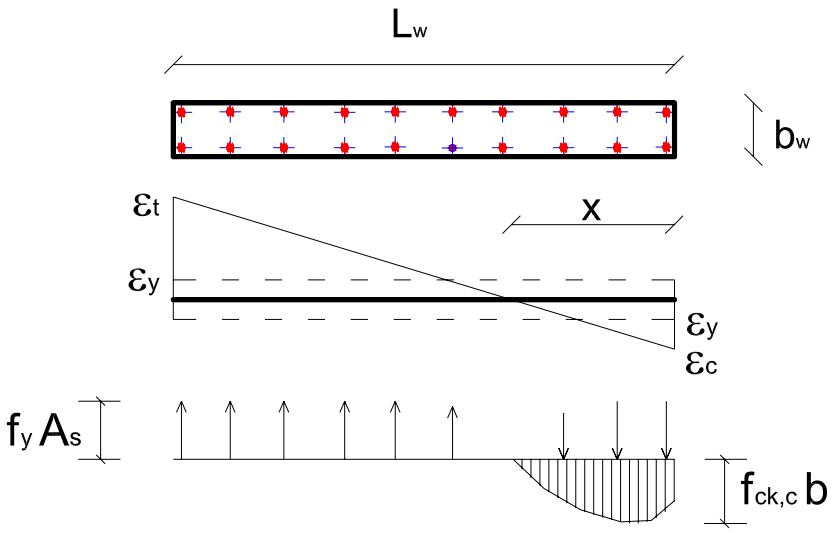


Fig. 4.1(a). Esempio di distribuzione degli sforzi in una sezione con armatura uniformemente distribuita.

Una valutazione approssimata di tale momento può essere ottenuta ipotizzando l'area complessiva di armatura longitudinale spalmata su tutta la lunghezza della sezione. Questo secondo approccio introduce nella valutazione un errore dovuto alla non corretta valutazione del braccio di coppia di ogni singola forza nella distribuzione discreta reale. Tale errore, che ha come conseguenza una sottostima del momento resistente, diminuisce all'aumentare del numero di piani di barre nella sezione e quando i piani hanno passo ravvicinato diventa irrilevante.

Nel caso di armatura longitudinale uniformemente distribuita la differenza tra il momento al limite elastico, calcolato in corrispondenza del primo snervamento delle barre all'estremità, e il momento resistente ultimo può essere considerevole.
Infatti, non essendo le barre posizionate tutte alla medesima distanza dall'asse neutro, esse raggiungono la deformazione di snervamento in momenti successivi al crescere della curvatura. Si può pertanto considerare una curvatura di primo snervamento $\phi_y^{'}$ e una curvatura di snervamento completo $\phi_y^{''}$ che coinvolge tutte le barre di armatura. Nel seguito per la deformazione al limite elastico ϕ_y si farà riferimento alla curvatura di primo snervamento $\phi_y^{'}$.

4.1.1 Valutazione del momento resistente al limite elastico.

Nel caso la sezione sia sottoposta a semplice flessione la curvatura di primo snervamento è quella che genera lo snervamento delle barre all'estremità tesa.

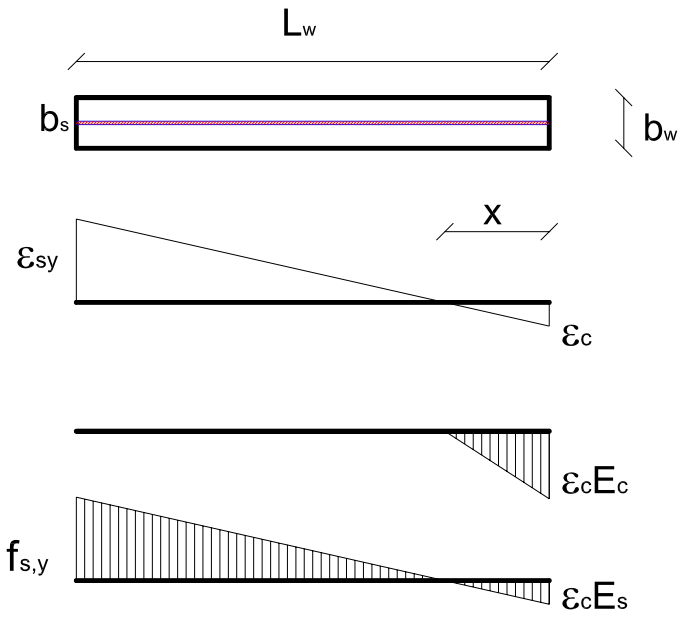


Fig. 4.1(b).Schema di distribuzione degli sforzi in una sezione nell'ipotesi semplificata di armatura spalmata, al limite elastico.

In questo caso, nell'ipotesi di sezioni poco armate la distribuzione di sforzi nel calcestruzzo compresso può essere considerata lineare.
Con riferimento alla figura 4.1(b), le relazioni di equilibrio sulla sezione forniscono l'espressione della distanza dell'asse neutro dal lembo compresso al limite elastico $x_{y,d}$ e del momento al limite elastico $M_{y,d}$ per sezioni con armatura distribuita:

$$\frac{x_{y,d}}{L_w} = \frac{-f_y \cdot \rho_{s,d} + \sqrt{\left(f_y \cdot \rho_{s,d}\right)^2 + f_y^2 \cdot \rho_{s,d} \cdot E_c / E_s}}{f_y \cdot E_c / E_s} \qquad (4.1)$$

$$M_{y,d} = f_y \cdot \rho_{s,d} \cdot L_w^2 \cdot b_w \frac{1}{12}\left\{1 + \frac{\overline{x}_{y,d}}{L_w} - 2\frac{\overline{x}_{y,d}^2}{L_w^2}\left[1 - \frac{1}{1 - \overline{x}_{y,d}/L_w}\left(1 + \frac{E_c}{E_s \cdot \rho_{s,d}}\right)\left(\frac{3}{2} - \frac{\overline{x}_{y,d}}{L_w}\right)\right]\right\} \qquad (4.2)$$

dove $\rho_{s,d}$ è la percentuale geometrica dell'armatura complessiva nella sezione, che si differenzia dalla percentuale geometrica dell'armatura tesa usualmente considerata nell'approccio classico per le sezioni che prevedono l'armatura longitudinale concentrata all'estremità.

4.1.2 Valutazione del momento resistente ultimo.

Per la valutazione della resistenza ultima della sezione è necessario considerare i limiti imposti dalle deformazioni dell'acciaio e del calcestruzzo (vedi par. 2.2.1.1). In via di principio se non si pongono limiti alle deformazioni dei materiali la resistenza ultima della sezione si realizza in corrispondenza della curvatura di snervamento completo ϕ_y'', per la quale la tensione sia delle barre compresse che quelle tese è pari a f_y .

Nei setti sismici la necessità di garantire duttilità alla sezione impone di disporre un'adeguata armatura di confinamento nelle zone compresse, consentendo quindi

deformazioni ultime al calcestruzzo $\varepsilon_{cc,u}$ molto elevate. Per sezioni ben confinate e poco armate la valutazione dell'asse neutro in condizioni ultime e della resistenza ultima può quindi essere fatto considerando tutte le barre di armatura snervate, sia in compressione che in trazione, e utilizzando per il calcestruzzo compresso lo stress block.

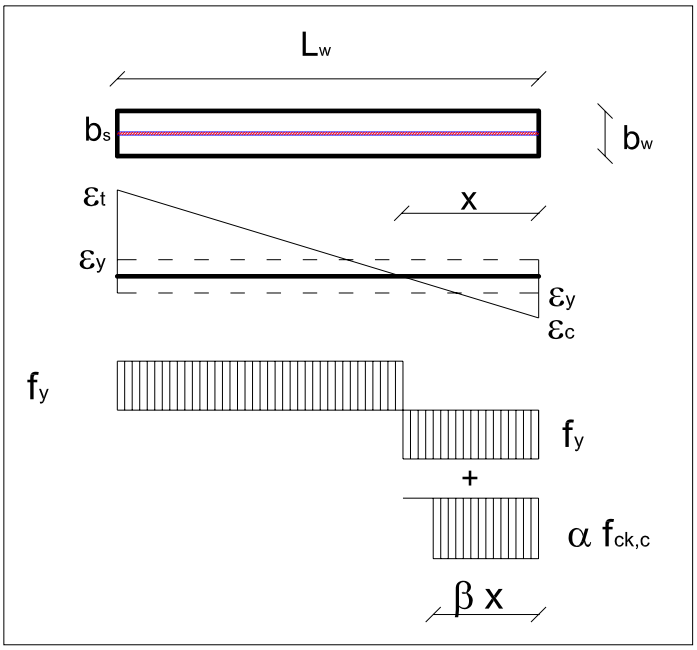


Fig. 4.2. Schema di distribuzione degli sforzi in una sezione nell'ipotesi semplificata di armatura spalmata, allo stato limite ultimo.

In tali condizioni la valutazione dell'asse neutro in condizioni ultime $x_{u,d}$ e del momento ultimo $M_{u,d}$ per le sezioni con armatura distribuita risultano:

$$x_{u,d} = \frac{f_y \cdot \rho_{s,d} \cdot L_w}{2 \cdot f_y \cdot \rho_{s,d} + \alpha \cdot f_{cc} \cdot \beta} \tag{4.3}$$

$$M_{u,d} = f_y \cdot \rho_{s,d} \cdot L_w^2 \cdot b_w \left[\left(1 - \frac{\overline{x}_{u,d}}{L_w} \right) \frac{\overline{x}_{u,d}}{L_w} + \right.$$
$$\left. + \frac{f_{cc}}{f_y} \cdot \frac{\alpha \cdot \beta}{\rho_{s,d}} \left(\frac{1 - \beta \cdot \overline{x}_{u,d} / L_w}{2} \right) \frac{\overline{x}_{u,d}}{L_w} \right] \tag{4.4}$$

dove α e β sono i parametri dello stress block e f_{cc} la massima tensione di compressione nel calcestruzzo confinato.
Si osserva che qualora fosse imposto un limite alla deformazione del calcestruzzo che non consentisse di raggiungere la curvatura di completo snervamento e quindi le armature prossime all'asse neutro non raggiungessero lo snervamento (vedi figura 4.3), la valutazione della posizione dell'asse neutro non cambierebbe.

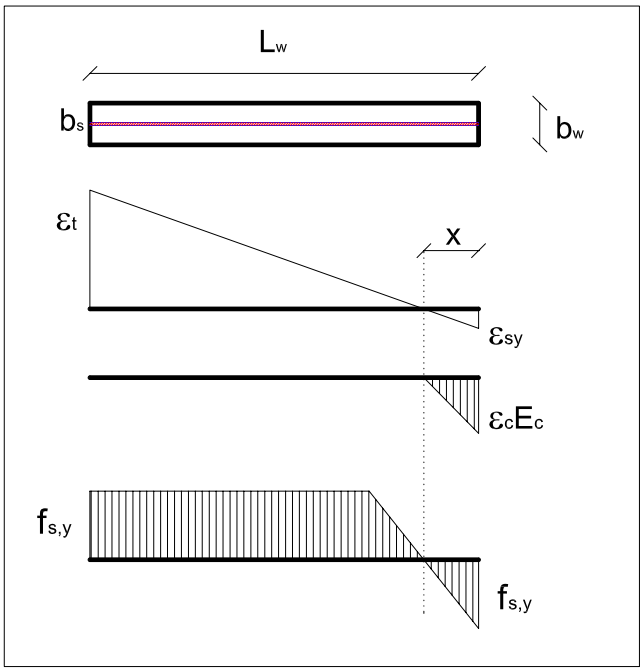


Fig. 4.3. Schema di distribuzione degli sforzi in una sezione nell'ipotesi semplificata di armatura spalmata, con armatura parzialmente snervata.

Infatti nell'equazione di equilibrio alla traslazione la risultante degli sforzi nelle armature nelle regioni della sezione con deformazione minore di ε_y si elidono. Al contrario la valutazione del momento flettente dovrebbe, a rigore, tenere conto della distribuzione effettiva di sforzi, anche se, come ben noto nell'ambito della teoria classica della plasticità, il braccio di coppia delle risultanti di queste regioni della sezione è molto piccolo, e quindi il loro contributo poco rilevante.

4.1.3 Valutazione della duttilità di un setto con armature uniformemente distribuite.

La valutazione della duttilità $\mu_{\phi,d}$ di un setto con armatura uniformemente distribuita in termini di curvatura nella cerniera plastica, nell'ipotesi di sezioni poco armate, adeguatamente confinate e senza limite di deformazione dell'acciaio, può essere ottenuta facendo riferimento alle relazioni 2.1, 2.5 e 2.12.
In particolare la curvatura al limite elastico, $\phi_{y,d}$, risulta:

$$\phi_{y,d} = \frac{\varepsilon_{sy}}{L_w - x_{y,d}} \tag{4.5}$$

la curvatura ultima, $\phi_{u,d}$, risulta:

$$\phi_{u,d} = \frac{\varepsilon_{cu}}{x_{u,d}} \tag{4.6}$$

la duttilità, $\mu_{\phi,d}$, risulta:

$$\mu_{\phi,d} = \frac{\phi_{u,d}}{\phi_{y,d}} \tag{4.7}$$

dove $x_{y,d}$ e $x_{u,d}$ sono le distanze dell'asse neutro dal lembo compresso calcolate nei paragrafi 4.1.1 e 4.1.2.

4.2 Ruolo dell'azione assiale sulla duttilità in un setto con armatura distribuita.

Nel capitolo 3 è stato discusso l'effetto dell'azione assiale sulla duttilità degli elementi inflessi in c.a.
Nel presente paragrafo, con un approccio simile, è stato discusso l'effetto delle azione assiale sulla duttilità di un setto con armatura uniformemente distribuita.
Analogamente a quanto ipotizzato nel capitolo 3 si ipotizzano per il setto sezioni con percentuale geometrica di armatura, $\rho_{s,d}$, medio-bassa e si considerano valori di azione assiale contenuti, con un campo di variazione tra zero e il 15% di N_u (dove $N_u = f_c \cdot b_w \cdot L_w$ con riferimento alla figura 4.1).
Inoltre come discusso nel paragrafo 4.1.2 si considera la sezione adeguatamente confinata, e si assume per il calcestruzzo una deformazione ultima $\varepsilon_{cc,u}$ pari al 2%.
Per valori della distanza dell'asse neutro la lembo compresso molto piccoli, come nel caso di azioni assiali contenute, la deformazione ultima dell'acciaio assumerebbe valori non credibili in campo sismico, anche superiori al 20-25%. In accordo con le indicazioni in letteratura [N2] si pone un limite alla deformazione dell'acciaio ε_{su} pari al 6%.

4.2.1 La valutazione della curvatura al limite elastico in presenza di azione assiale.

La valutazione della curvatura al limite elastico deve tener conto della variazione della distanza dell'asse neutro dal lembo compresso dovuta all'azione assiale, rispetto al caso di flessione semplice. In particolare l'azione assiale produce un aumento della distanza x, e di conseguenza, a parità di deformazione di snervamento dell' armatura tesa di estremità, produce un aumento delle deformazioni al lembo compresso.

Per i valori di azione assiale a cui si fa riferimento la distanza x si mantiene minore di $L_w/2$, quindi l'armatura compressa rimane in campo elastico, con $\varepsilon_s^{'} < \varepsilon_y$.

La distribuzione degli sforzi nel calcestruzzo , a rigore, dovrebbe essere considerata non lineare per valori di deformazione ε_c che approssimano $\varepsilon_{sy} \approx 0,2\%$, come può verificarsi quando l'azione assiale è significativa.

Tuttavia per il calcestruzzo confinato l'ipotesi di comportamento lineare anche per valori di ε_c intorno allo 0,2% non introduce nella valutazione errori rilevanti.

Ipotizzando per il calcestruzzo una distribuzione di sforzi lineare, l'espressione della posizione dell'asse neutro $x_{y,Nd}$, in presenza di azione assiale e armatura uniformemente distribuita, risulta:

$$\frac{x_{y,Nd}}{L_w} = \frac{-\left(\frac{N}{N_u} + \frac{f_y}{f_c} \cdot \rho_{s,d}\right) + \sqrt{\left(\frac{N}{N_u} + \frac{f_y}{f_c} \cdot \rho_{s,d}\right)^2 + \frac{f_y}{f_c} \cdot \frac{E_c}{E_s} \cdot \left(2\frac{N}{N_u} + \frac{f_y}{f_c} \cdot \rho_{s,d}\right)}}{\frac{f_y}{f_c} \cdot \frac{E_c}{E_s}} \tag{4.8}$$

sostituendo nell'espressione 4.5 la posizione dell'asse neutro calcolata in 4.8 si ottiene la relazione per la curvatura al limite elastico in presenza di azione assiale e armatura uniformemente distribuita, $\phi_{y,Nd}$:

$$\phi_{y,Nd} = \frac{\varepsilon_{sy}}{L_w - x_{y,Nd}} \tag{4.9}$$

Nel grafico riportato di seguito (Fig. 4.4) è mostrata la dipendenza della curvatura al limite elastico, sopra definita, dall'azione assiale e dalla percentuale di armatura complessiva nella sezione.

Tale diagramma riporta in ascissa la variazione dell'azione assiale in rapporto al valore ultimo $N_u = f_c \cdot b_w \cdot L_w$, e in ordinata la curvatura adimensionale $L_w \cdot \phi_{y,Nd}$

Si osserva che la variazione della curvatura rispetto ai parametri N/N_u e $\rho_{s,d}$ è modesta: in particolare per valori di N da zero a $0{,}15 \cdot N_u$ è limitata al 20% circa.

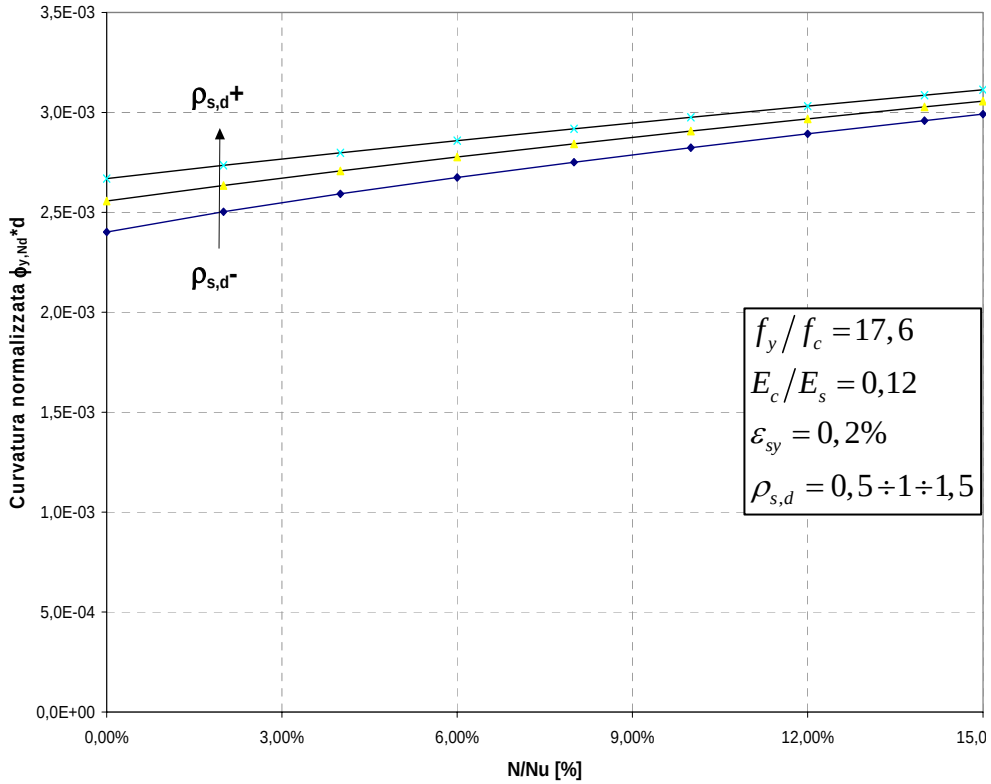


Fig. 4.4 Curvatura al limite elastico normalizzata di una sezione in funzione dell'azione assiale, per diversi valori di percentuale di armatura complessiva.

4.2.2 La valutazione della curvatura ultima in presenza di azione assiale.

La valutazione della curvatura ultima in presenza di azione assiale deve tener conto dei limiti imposti alla deformazione del calcestruzzo e dell'acciaio. Come già discusso nel paragrafo 4.1.2, la valutazione della posizione dell'asse neutro rispetto al lembo compresso può essere condotta ipotizzando tutte le armature snervate.

La relazione per la posizione dell'asse neutro in condizioni ultime $x_{u,Nd}$, in presenza di azione assiale e armature uniformemente distribuite, risulta:

$$\frac{x_{u,Nd}}{L_w} = \frac{\frac{N}{N_u} + \frac{f_y}{f_c} \cdot \rho_{s,d}}{2 \cdot \frac{f_y}{f_c} \cdot \rho_{s,d} + \alpha \cdot \frac{f_{cc}}{f_c} \cdot \beta} \tag{4.10}$$

Sostituendo nella relazione 4.5 o 4.6 l'espressione dell'asse neutro ottenuta in 4.10 si ottiene la relazione per la curvatura ultima, $\phi_{u,Nd}$, in presenza di azione assiale e armature uniformemente distribuite:
nel caso il limite alla curvatura ultima sia imposto dalla deformazione ultima del calcestruzzo, $\phi_{u,Nd}$ risulta:

$$\phi_{u,Nd} = \frac{\varepsilon_{cc,u}}{x_{u,Nd}} \tag{4.11}$$

nel caso il limite alla curvatura ultima sia imposto dalla deformazione ultima dell'acciaio, $\phi_{u,Nd}$ risulta:

$$\phi_{u,Nd} = \frac{\varepsilon_{s,u}}{L_w - x_{u,Nd}} \tag{4.12}$$

Nei grafici riportati di seguito (Fig. 4.5, 4.6 e 4.7) è mostrata la dipendenza della curvatura ultima sopra definita dalla percentuale di armatura complessiva nella sezione e dalla deformazione ultima del calcestruzzo confinato $\varepsilon_{cc,u}$.

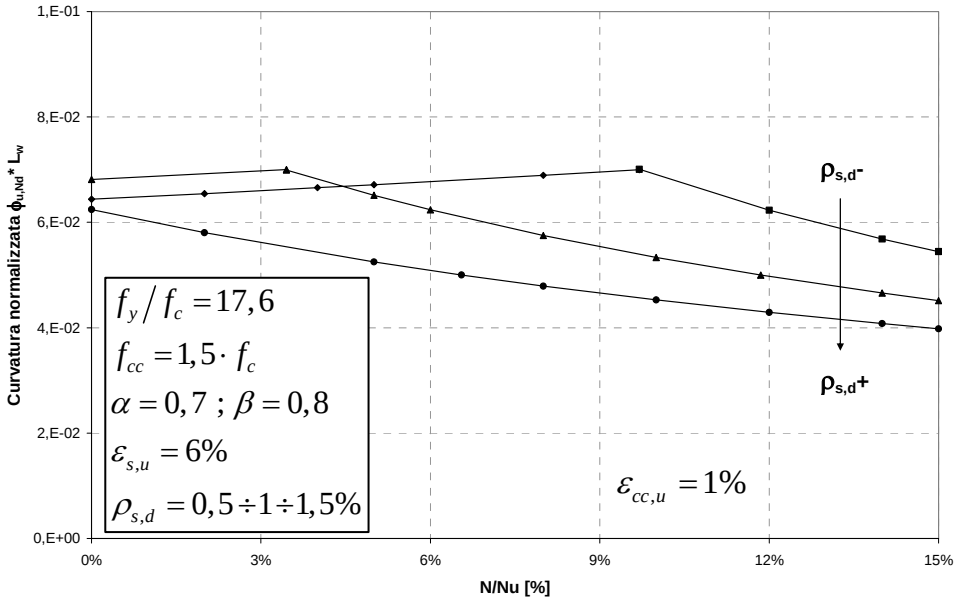


Fig. 4.5. Curvatura ultima normalizzata di una sezione in funzione dell'azione assiale, per diversi valori di percentuale di armatura complessiva. Deformazione ultima del calcestruzzo confinato $\varepsilon_{cc,u}$ pari a 1%.

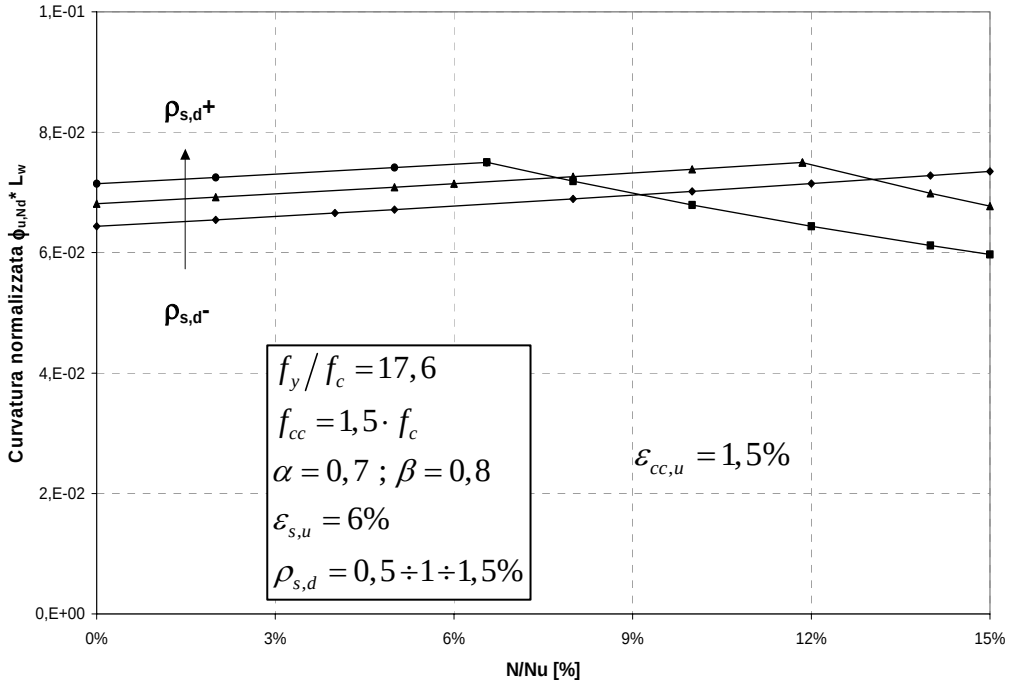


Fig. 4.6. Curvatura ultima normalizzata di una sezione in funzione dell'azione assiale, per diversi valori di percentuale di armatura complessiva. Deformazione ultima del calcestruzzo confinato $\varepsilon_{cc,u}$ pari a 1,5%.

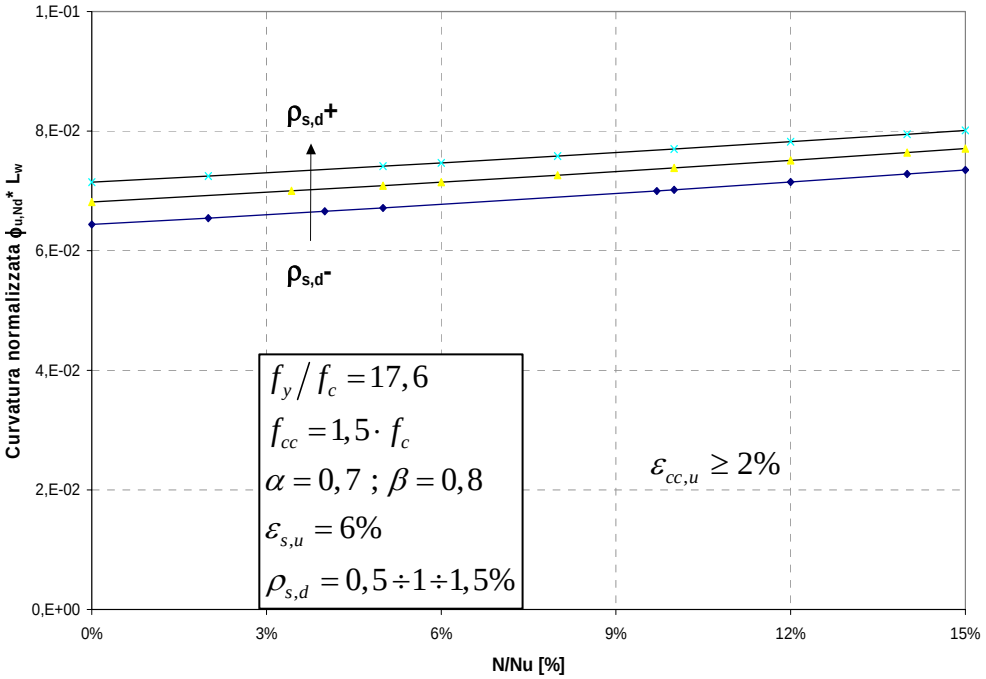


Fig. 4.7.Curvatura ultima normalizzata di una sezione in funzione dell'azione assiale, per diversi valori di percentuale di armatura complessiva. Deformazione ultima del calcestruzzo confinato $\varepsilon_{cc,u}$ maggiore del 2%.

Tali diagrammi riportano in ascissa la variazione dell'azione assiale in rapporto al valore ultimo $N_u = f_c \cdot b_w \cdot L_w$, e in ordinata la curvatura adimensionale $L_w \cdot \phi_{u,Nd}$

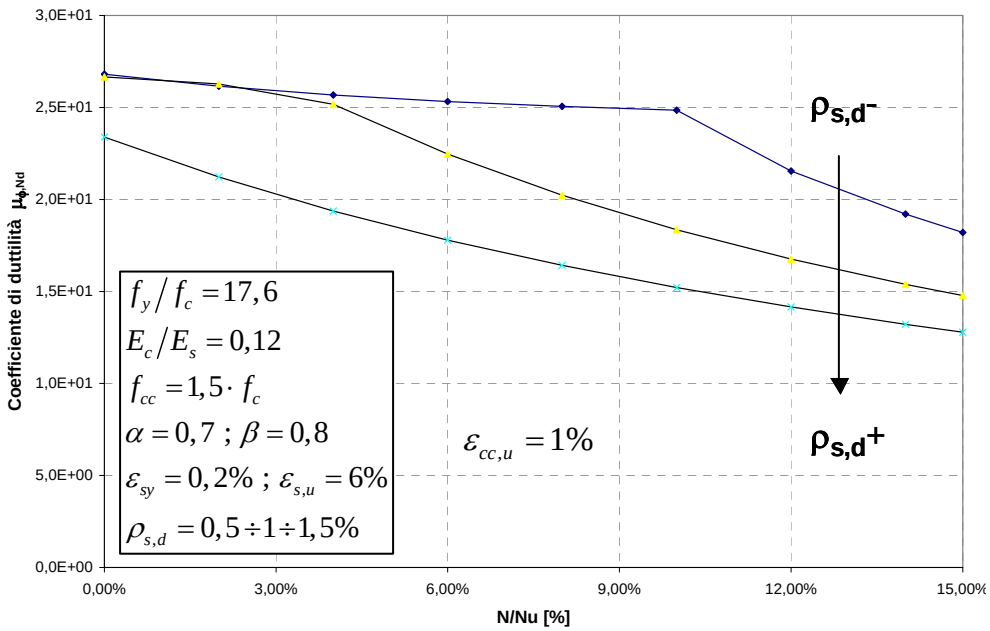
Si osserva che la variazione della curvatura ultima rispetto ai parametri N/N_u e $\rho_{s,d}$ è significativa. Per valori di deformazione ultima $\varepsilon_{cc,u}$ maggiori del 2% tale dipendenza si attenua, in quanto la duttilità è limitata dal raggiungimento del limite del 6% imposto alla deformazione dell'acciaio teso nella sezione. Per valori di $\varepsilon_{cc,u}$ minori di 1,5% la dipendenza dall'azione assiale e dalla percentuale di armatura diventa rilevante, e ciò è dovuto al fatto che la deformazione ultima è limitata anche dal raggiungimento della deformazione ultima per il calcestruzzo confinato. In particolare per valori crescenti di N da zero a $0,15 \cdot N_u$ la duttilità può ridursi del 30 – 40%.

4.2.3 La valutazione della duttilità in presenza di azione assiale.

La valutazione della duttilità $\mu_{\phi,d}$ di un setto in presenza di azione assiale, con armatura uniformemente distribuita, in termini di curvatura nella cerniera plastica, nell'ipotesi di sezioni poco armate e adeguatamente confinate, può essere ottenuta facendo riferimento alle relazioni 4.9, 4.11, 4.12 e 2.12. La duttilità, $\mu_{\phi,d}$, in presenza di azione assiale e armatura uniformemente distribuita, risulta:

$$\mu_{\phi,Nd} = \frac{\phi_{u,Nd}}{\phi_{y,Nd}} \tag{4.13}$$

Nel grafico riportato di seguito (Fig. 4.8, 4.9 e 4.10) è mostrata la dipendenza della duttilità, sopra definita, dalla percentuale di armatura complessiva nella sezione per diversi valori di deformazione ultima del calcestruzzo confinato $\varepsilon_{cc,u}$.



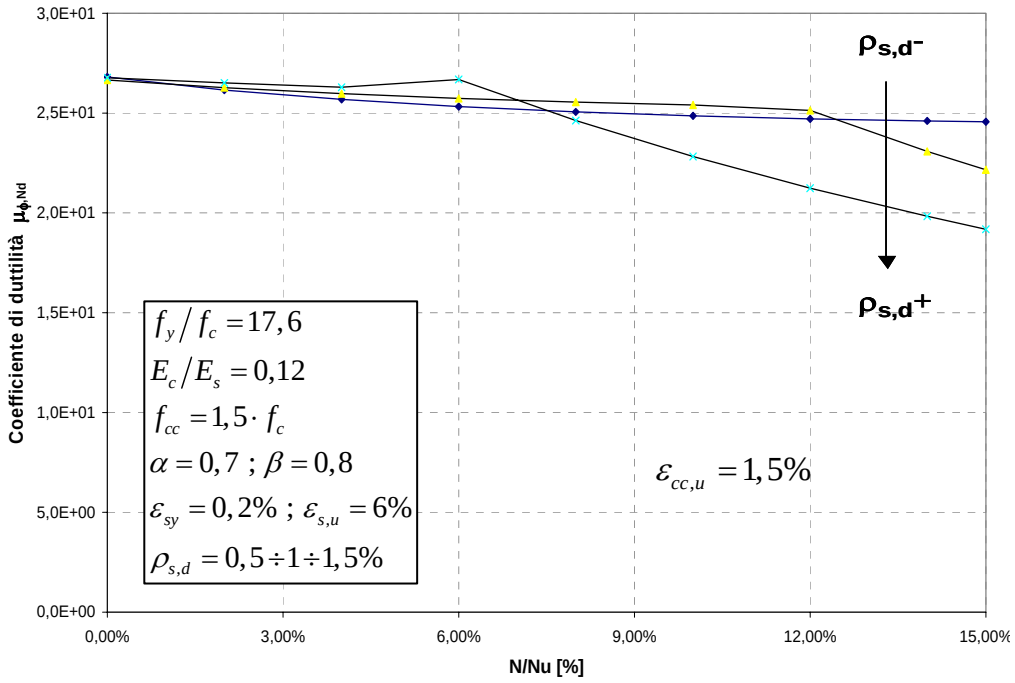


Fig. 4.8 e 4.9. Duttilità di una sezione in funzione dell'azione assiale, per diversi valori di percentuale di armatura complessiva. Deformazione ultima del calcestruzzo confinato pari a 1% (4.8) e 1,5% (4.9).

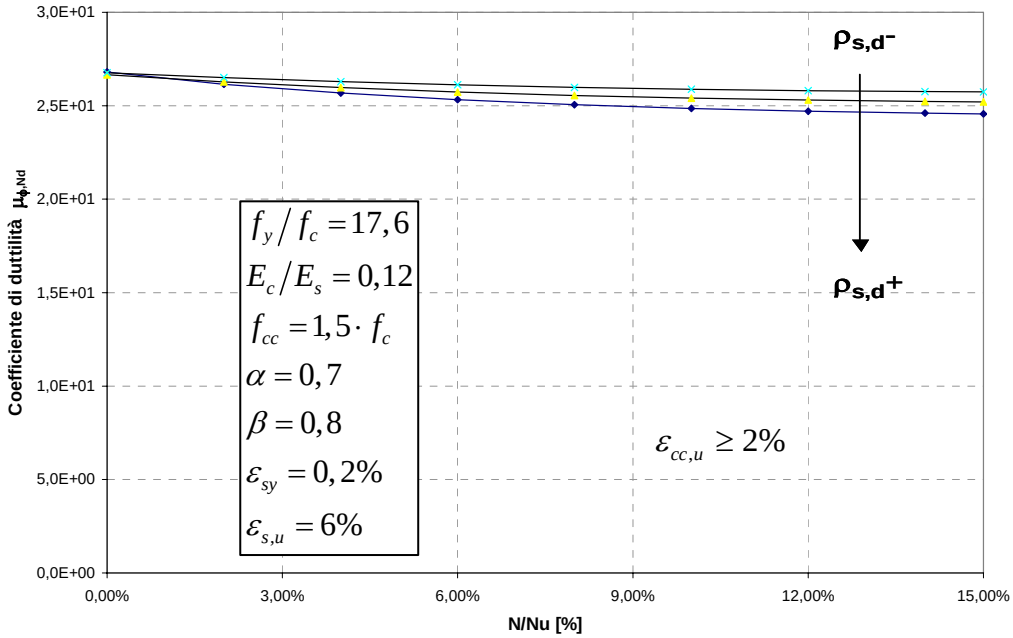


Fig. 4.10. Duttilità di una sezione in funzione dell'azione assiale, per diversi valori di percentuale di armatura complessiva. Deformazione ultima del calcestruzzo confinato maggiore del 2%.

Tali diagrammi riportano in ascissa la variazione dell'azione assiale in rapporto al valore ultimo $N_u = f_c \cdot b_w \cdot L_w$, e in ordinata il coefficiente di duttilità $\mu_{\phi,Nd}$.

Si osserva che la variazione della duttilità rispetto ai parametri N/N_u e $\rho_{s,d}$ è significativa. Analogamente a quanto avviene per la curvatura ultima, per valori di deformazione ultima maggiori del 2% tale dipendenza si attenua, in quanto la duttilità è limitata dal raggiungimento del limite del 6% imposto alla deformazione dell'acciaio teso nella sezione. Per valori di $\varepsilon_{cc,u}$ minori di 1,5% la dipendenza dall'azione assiale e dalla percentuale di armatura diventa rilevante, e ciò è dovuto al fatto che la deformazione ultima è limitata anche dal raggiungimento della deformazione ultima per il calcestruzzo confinato. In particolare per valori crescenti di N da zero a $0,15 \cdot N_u$ la duttilità può ridursi del 40 – 50%.

La dipendenza del coefficiente di duttilità dalla deformazione ultima del calcestruzzo confinato è mostrato con maggior dettaglio nelle figure da 4.11 a 4.13.
In tali diagrammi viene mostrata la variazione del coefficiente di duttilità μ_ϕ in funzione di $\varepsilon_{cc,u}$, per diversi valori N/N_u, per diversi valori di percentuale geometrica complessiva $\rho_{s,d}$.

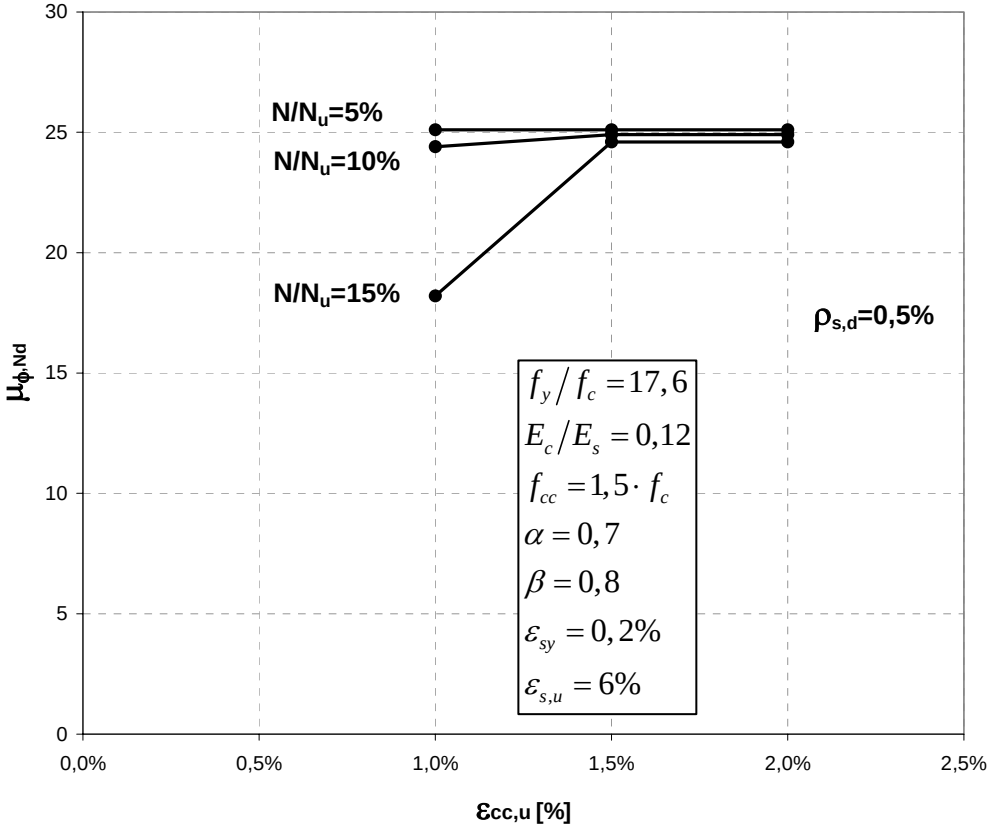


Fig. 4.11. Duttilità di una sezione in funzione della deformazione ultima del calcestruzzo confinato, per diversi valori di azione assiale e percentuale di armatura complessiva. Percentuale di armatura complessiva pari all'0,5%.

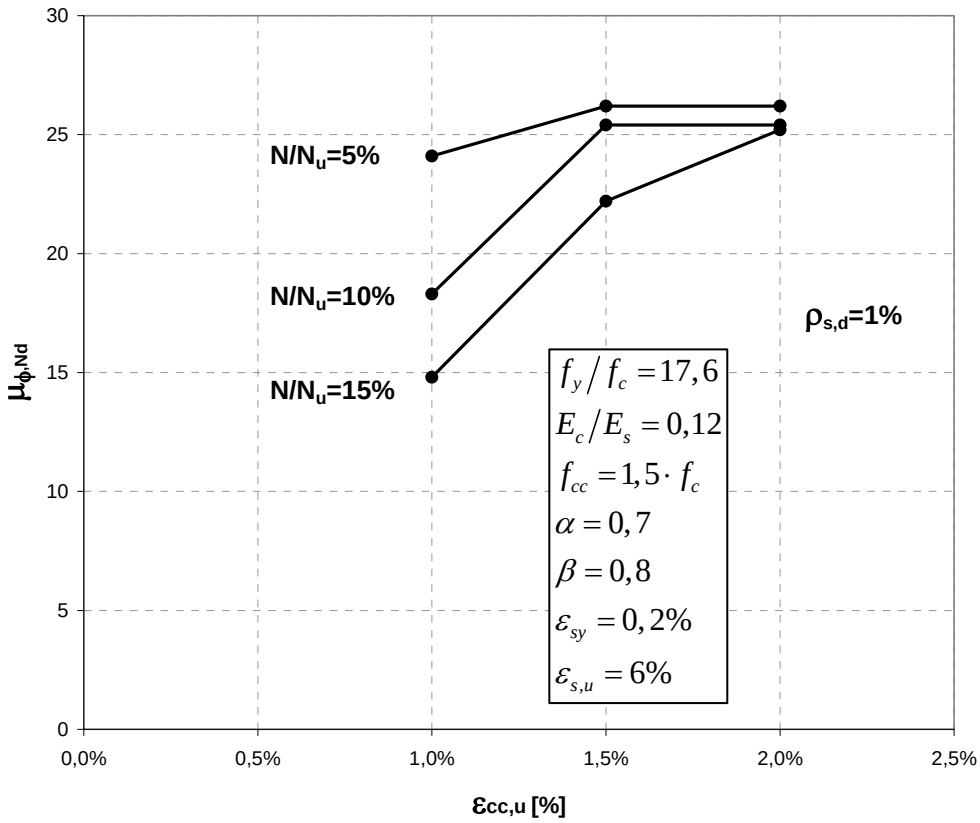


Fig. 4.12. Duttilità di una sezione in funzione della deformazione ultima del calcestruzzo confinato, per diversi valori di azione assiale e percentuale di armatura complessiva. Percentuale di armatura complessiva pari all'1%.

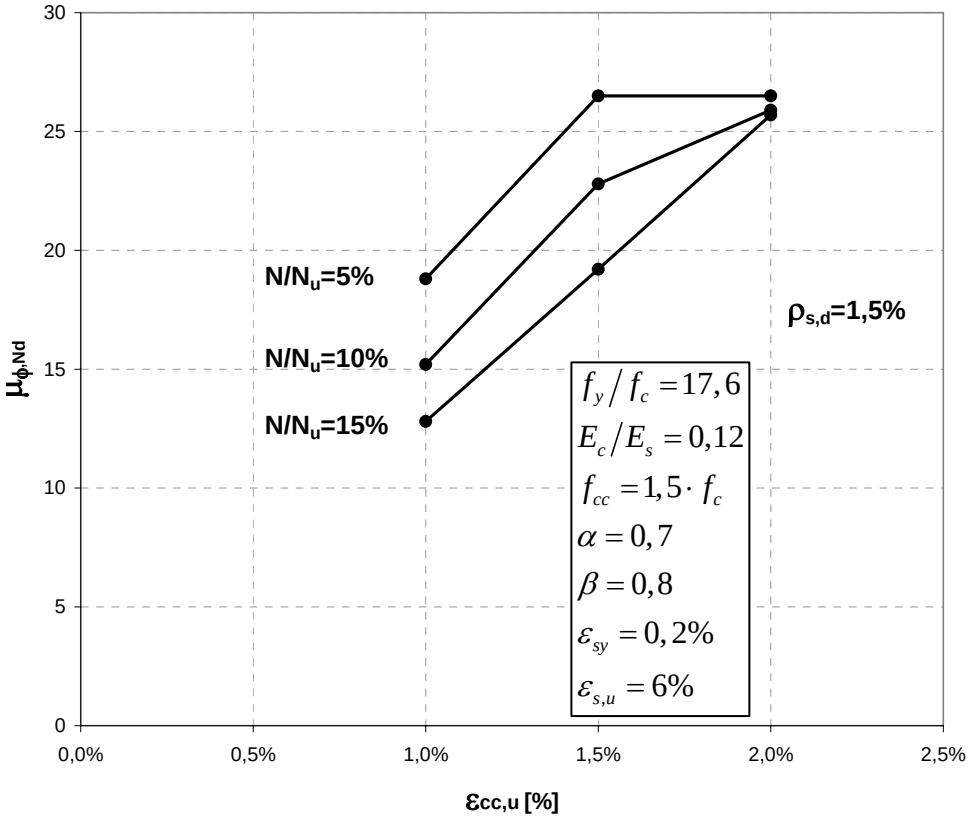


Fig. 4.13. Duttilità di una sezione in funzione della deformazione ultima del calcestruzzo confinato, per diversi valori di azione assiale e percentuale di armatura complessiva. Percentuale di armatura complessiva pari al 1,5%.

Questi diagrammi sono significativi in quanto consentono di definire il grado di confinamento necessario per garantire il livello richiesto di duttilità. In particolare essi mostrano che il confinamento è molto efficace in sezioni molto armate e con azioni assiali significative, per le quali la variazione di deformazione ultima dall'1% al 2% permette alla sezione di raddoppiare la sua duttilità. Al contrario in sezioni debolmente armate e con azione assiale inferiore al 10% di N_u una deformazione ultima del calcestruzzo confinato maggiore dell' 1% non produce nessun incremento sulla duttilità della sezione.

5. LA DUTTILITÀ NEI SETTI DI CONTROVENTO SOGGETTI AD AZIONI SISMICHE

Le valutazioni sulla duttilità sviluppate nei precedenti Capitoli 3 e 4, fanno riferimento al caso di sollecitazioni crescenti monotonicamente.
In via di principio i carichi ciclici con inversione del carico portano al danneggiamento del calcestruzzo e delle armature più esterne. Il danneggiamento del calcestruzzo compresso sia pure confinato, dovrebbe essere introdotto nelle relazioni precedenti attraverso la riduzione della resistenza f_c [S2] e dell'area reagente del calcestruzzo e delle barre più esterne.
Per la resistenza monoassiale f_c sono significative le curve di Sinha, Gerstle, Tulin [S2] riportate in Fig. 5.1.

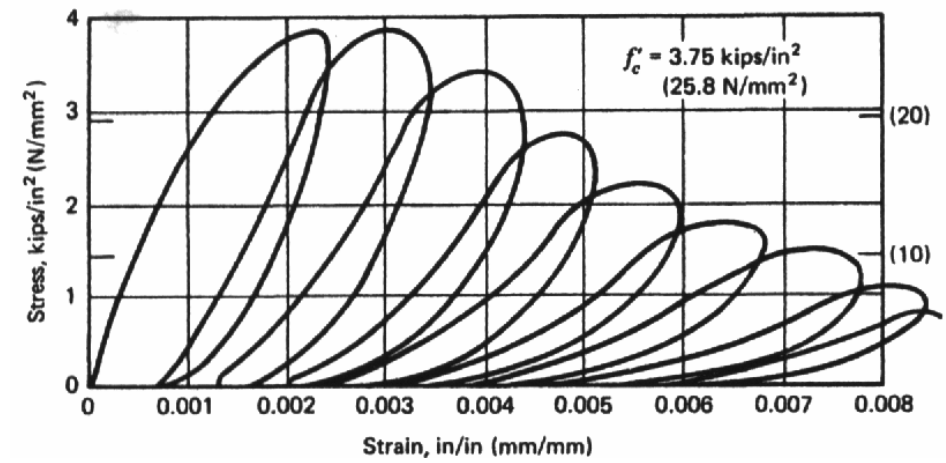


Fig. 5.1. Curve sforzo – deformazione per cilindri di calcestruzzo sottoposti a carichi ciclici di compressione assiale di elavata intensità. [S2].

Il problema allo stato attuale delle conoscenze presenta non poche difficoltà sia per la modellazione analitica che per quella numerica. La duttilità valutata per carichi

crescenti monotonicamente risulta comunque un riferimento importante che può essere adottato con correttivi al caso ciclico [K2].
La duttilità nei setti di controvento sollecitati da azioni sismiche risulta importante, come è ben noto anche se si tratta di strutture isostatiche riconducibili a mensole incastrate al piede.
Per queste strutture, qualora il carico fosse statico e crescente monotonicamente, la duttilità avrebbe scarso rilievo a differenza delle strutture iperstatiche nelle quali gioca un ruolo decisivo nel comportamento allo stato limite ultimo e nella ridistribuzione delle sollecitazioni.
Nel caso dei setti soggetti ad azioni sismiche alternate la duttilità gioca un ruolo fondamentale in quanto da un lato dissipa l'energia trasmessa alla struttura dal suolo e dall'altro consente di ridurre notevolmente le effettive sollecitazioni sulla struttura.
Gli edifici con setti di controvento non eccessivamente snelli, come quelli ai quali si fa riferimento nel presente studio e nella presente prova sperimentale, tendono a comportarsi come l'oscillatore semplice ad un grado di libertà, essendo prevalente il primo modo di vibrare.
Nel caso dell'oscillatore semplice diventa importante la duttilità in termini di spostamento della massa equivalente ed in particolare il coefficiente di duttilità μ viene definito come rapporto tra lo spostamento ultimo Δ_u della massa e quello al limite elastico Δ_y:

$$\mu_\Delta = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \tag{5.1}$$

5.1 Relazione tra duttilità in termini di spostamento e in termini di curvatura.

La duttilità in termini di spostamento risulta generalmente minore rispetto a quella in termini di curvatura [P3]. La duttilità in termini di curvatura discussa nei precedenti paragrafi, mantiene un ruolo importante anche per la valutazione della duttilità in termini di spostamento in quanto quest'ultima può essere ricavata dalla prima. Per

valutare il legame tra la curvatura e lo spostamento ultimo si rendono necessarie le seguenti precisazioni.

Con riferimento alla Fig. 5.2, dopo la formazione della cerniera plastica al piede A, la rotazione plastica φ_p consente uno spostamento plastico pari a circa:

$$\Delta_{top,i} = \varphi_p \cdot H \tag{5.2}$$

che si somma a quello al limite elastico $\Delta_{top,y}$ il quale rimane costante fino al raggiungimento dello spostamento ultimo.

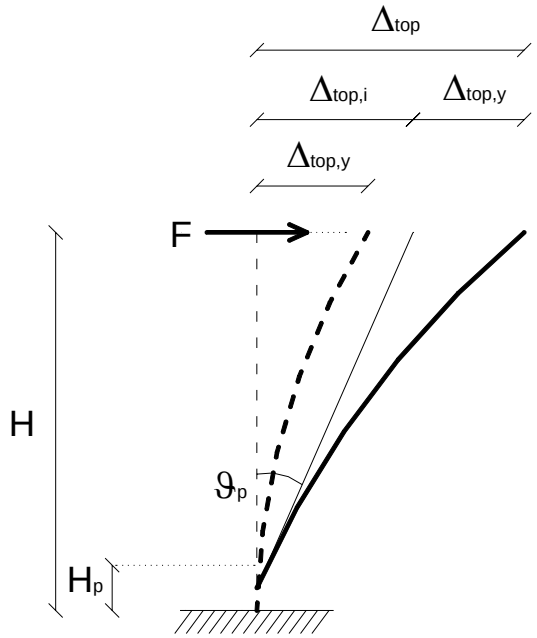


Fig. 5.2. Spostamenti in sommità di una mensola sollecitata in sommità da una forza orizzontale, con formazione di una cerniera plastica alla base.

Lo spostamento plastico ultimo $\Delta_{top,iu}$ risulta:

$$\Delta_{top,iu} = \vartheta_{pu} \cdot H$$
(5.3)

e pertanto lo spostamento totale risulta:

$$\Delta_{top,u} = \Delta_{top,iu} + \Delta_{top,y} = \vartheta_{pu} H + \Delta_{top,y} \qquad (5.4)$$

Il coefficiente di duttilità tenendo conto della relazione 5.3 diventa:

$$\mu_{\Delta} = \frac{\vartheta_{pu} \cdot H}{\Delta_{top,y}} + 1 \qquad (5.5)$$

tenendo conto che la rotazione plastica ultima ϑ_{pu} dipende dalla curvatura media ultima ϕ_u e da quella al limite elastico ϕ_y :

$$\vartheta_{pu} = \left(\phi_u - \phi_y\right) \cdot H_p \qquad (5.6)$$

essendo $H_p = l_p$ la lunghezza del tronco di setto che corrisponde alla cerniera plastica, con $l_p = L_w / 2$ (vedi Capitolo 2) , dove L_w è la lunghezza della sezione. Sostituendo tale espressione nella 5.5 risulta:

$$\mu_{\Delta} = \frac{\left(\phi_u - \phi_y\right) \cdot H_p}{\Delta_{top,y}} \cdot H + 1 \qquad (5.7)$$

e anche :

$$\mu_{\Delta} = \frac{\phi_u \cdot H \cdot H_p}{\Delta_{top,y}} - \frac{\phi_y \cdot H \cdot H_p}{\Delta_{top,y}} + 1 \qquad (5.8)$$

Questa relazione può essere espressa anche nel seguente modo:

$$\mu_{\Delta} = \left(\mu_{\phi} - 1\right) \cdot \frac{\phi_y \cdot H_p \cdot H}{\Delta_{top,y}} + 1 \qquad (5.9)$$

essendo $\mu_{\phi} = \phi_u / \phi_y$.

Tale espressione mostra che μ_{Δ} è minore di μ_{ϕ} in quanto $\frac{\phi_y \cdot H_p \cdot H}{\Delta_{top,y}}$ risulta minore di 1 e per un setto a sezione costante risulta prossimo a 0,2 ÷ 0,4.

Si nota che $\frac{\phi_y \cdot H_p \cdot H}{\Delta_{top,y}}$ avrebbe valore pari a 1 se la cerniera plastica H_p si estendesse fino a un terzo di tutta la l'altezza H .
Per il setto a sezione costante ipotizzando la fessurazione estesa su tutta la lunghezza si ottiene la relazione:

$$\mu_{\Delta} = 3 \cdot \left(\mu_{\phi} - 1\right) \cdot \frac{H_p}{H} + 1 \qquad (5.10)$$

6. APPROCCI E PROBLEMI RELATIVI AL DIMENSIONAMENTO DEI SETTI DI CONTROVENTO

Data la criticità delle azioni taglianti per i setti di controvento l'approccio del dimensionamento non può essere quello classico basato sulla sola resistenza a flessione. Risulta più opportuno ricorrere al dimensionamento basato sulla resistenza a taglio ed a scorrimento. Nel presente lavoro viene garantita una sovra-resistenza a taglio ricorrendo alla risorsa dell'effetto spinotto. Per questa ragione, in accordo con i suggerimenti di letteratura e con le indicazioni della prova [G2] già discusse nel paragrafo 2.4, sono state adottate armature di grosso diametro uniformemente distribuite nella sezione (Capitolo 4).

Il numero delle armature longitudinali di grosso diametro che caratterizza sia la resistenza a taglio che quella a flessione conviene che sia determinato sulla base della resistenza al taglio. In particolare adottando la resistenza a spinotto discussa nel paragrafo 2.4 ber la singola barra e facendo riferimento alle relazioni 2.15 e 2.16:

$$V_{dd,i} = \min \begin{cases} 0,25 \cdot f_y \cdot \sum A_s \\ 1,3 \cdot A_{si} \cdot \sqrt{f_c \cdot f_y} \end{cases} \tag{2.15}$$

$$V_{dd,i} = \sigma_r \cdot \Phi_i^{\,2} \cdot \sqrt{\frac{f_y}{3 \cdot \sigma_r}} \tag{2.16}$$

È conveniente ricavare il numero delle barre affidando tutto il taglio alla resistenza a spinotto di tutte le barre:

$$n_b = \frac{V_{sd}}{V_{dd,i}} \tag{6.1}$$

Dato che le barre più esterne nella zona critica sono maggiormente interessate dal danneggiamento del calcestruzzo compresso, dovuto ai carichi ciclici, ed essendo oltre tutto queste barre esposte anticipatamente a fenomeni di instabilità dopo l'espulsione di copriferro, per definire il numero delle barre conviene trascurare il loro contributo sulla resistenza a spinotto. In questo caso al numero di barre sopra definito (relazione 6.1) occorre aggiungere almeno le quattro barre di estremità.
Definito il numero delle barre è possibile valutare il momento ultimo sulla base delle valutazioni esposte nel Capitolo 4.

Nota l'azione assiale N_u, la distanza tra l'asse neutro e il lembo compresso risulta:

$$\frac{x_{u,Nd}}{L_w} = \frac{\frac{N}{N_u} + \frac{f_y}{f_c} \cdot \rho_{s,d}}{2 \cdot \frac{f_y}{f_c} \cdot \rho_{s,d} + \alpha \cdot \frac{f_{cc}}{f_c} \cdot \beta} \qquad (4.10)$$

dal quale, si può ricavare il momento ultimo resistente della sezione:

$$M_{u,d} = f_y \cdot \rho_{s,d} \cdot b \cdot \left(L_w - x_{u,d}\right) \cdot x_{u,d} + \alpha \cdot f_{cc} \cdot \beta \cdot \left(\frac{L_w - \beta \cdot x_{u,d}}{2}\right) \cdot x_{u,d} \qquad (4.4)$$

Qualora il momento ultimo resistente fosse molto diverso da quello sollecitante di progetto, per aumentare o ridurre il momento resistente ultimo è necessario modificare l'altezza della sezione, oppure rinunciare alla distribuzione rigorosamente uniforme delle armature e aggiungere (o togliere) armature nella parte esterna della sezione.
Per garantire la duttilità di progetto è possibile operare sul confinamento del calcestruzzo in accordo con quanto discusso nei paragrafi 3.4 e 4.4.
Si osserva che il confinamento, oltre a aumentare sensibilmente la deformazione ultima del calcestruzzo, se esteso a tutta la lunghezza della sezione consente di migliorare l'efficacia della resistenza a taglio offerta dalle armature longitudinali. Come già detto, l'effetto spinotto è molto condizionato dall'integrità del calcestruzzo

che, soprattutto nella fase di inversione del carico, potrebbe essere fortemente danneggiato.
Infatti come per la zona di estremità, anche le barre della zona centrale, nella fase di inversione del carico (vedi paragrafo 1.4) sono soggette a forze di compressione elevate che, in assenza di confinamento, possono produrre instabilità e conseguente espulsione del copriferro.
Per evitare il danneggiamento del calcestruzzo che garantisce l'attivazione della resistenza a spinotto è quindi opportuno estendere il confinamento del calcestruzzo anche alla parte centrale della sezione.

7. INDAGINE SPERIMENTALE

Fig. 2.1. Immagine del setto in istudio e del banco di prova

La presente prova sperimentale ha l'obiettivo di studiare la duttilità dei setti di controvento in presenza di azione assiale e di taglio, l'effetto delle quali, come già discusso nei capitoli 2, 3 e 4 non può essere trascurato. Lo studio si propone di verificare l'efficacia di alcune scelte sulla disposizione delle armature, al fine di garantire una sovra-resistenza a taglio. Le armature del setto sono state definite anche tenendo conto dei risultati ottenuti su un setto del tutto simile studiato sperimentalmente in [G2].
Il setto in scala reale è stato dimensionato facendo riferimento ad un edificio ordinario di cinque piani fuori terra, impostato su un basamento molto rigido che fornisce un vincolo di incastro alla base. Il setto è alto 10 metri ed è stato sottoposto ad una sollecitazione ciclica in regime statico, con passi di carico assegnati a controllo di spostamento.

La sollecitazione è applicata da un'unica forza orizzontale in sommità e da un carico verticale che simula la sollecitazione verticale dovuta al peso dell'area di competenza del setto.
Tali forze si propongono di riprodurre alla base le azioni indotte dalle sollecitazioni sismiche agenti sull'edificio di cinque piani.

7.1 Azioni orizzontali

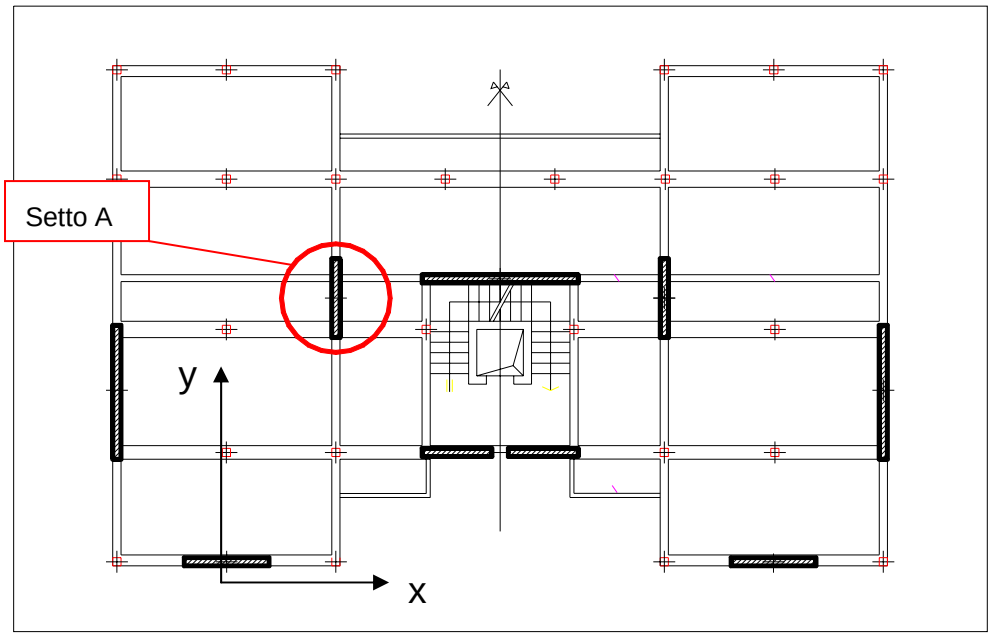


Fig. 2.2. Pianta dell'edificio e del setto di riferimento.

Si fa presente che la prova non ha lo scopo di valutare la resistenza ma, come già detto, l'attenzione è rivolta allo studio dei diversi meccanismi resistenti ed ai loro risvolti sulla duttilità.
La sollecitazione sismica è stata ottenuta ipotizzando setti dimensionati per un edificio a cinque piani fuori terra con impalcati di 500m^2, dotato di quattro setti nella direzione y e 5 in direzione x (vedi fig. 2.2), che nel seguito verrà indicato edificio di riferimento. Si assume un sito ad alta sismicità corrispondente alla zona 1 nell'Ordinanza 3274 [N4].

Le sollecitazioni agenti sul "setto A" dell'edificio di riferimento sono riportate in figura 2.3.

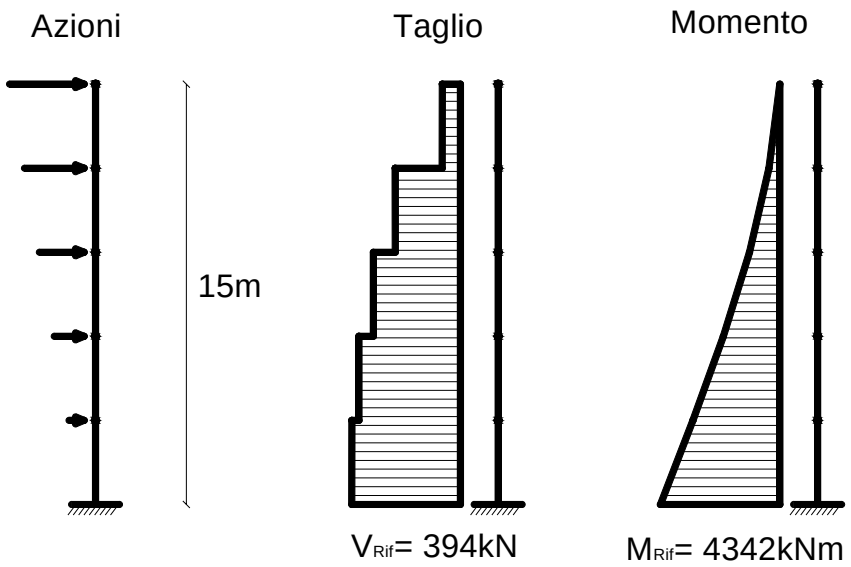


Fig. 2.3. Azioni sismiche e sollecitazioni agenti sul setto A dell'edificio di riferimento, assunte per la prova sperimentale.

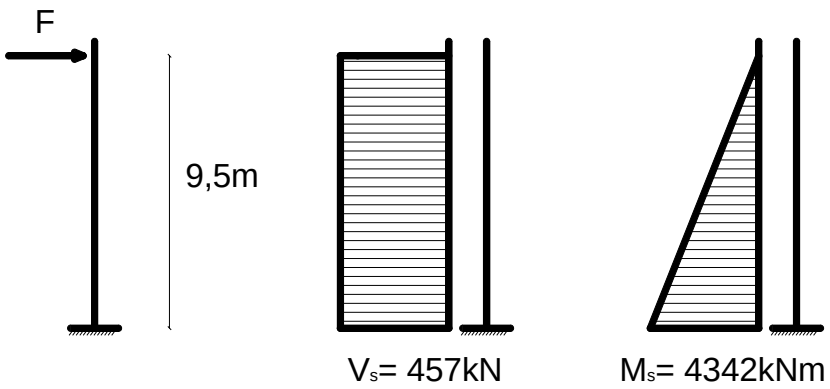


Fig. 2.4. Azioni sismiche e sollecitazioni agenti agenti sul setto A dell'edificio di riferimento, assunte per la prova sperimentale.

Nella prova sperimentale le azioni sismiche distribuite nei piani sono state sostituite, per esigenze sperimentali, con un'unica forza applicata alla quota di 9,5m dall'imposta del setto sulla fondazione, che corrisponde a circa due terzi dell'altezza dell'edificio di riferimento (figura 2.4).
La sostituzione delle azioni sismiche di piano con un'unica forza consente in via di principio di ottenere alla base del setto le stesse azioni flettenti e taglianti. La quota di applicazione della forza è stata scelta pari a 9,5m al fine di ottenere un'azione tagliante maggiore del 15% rispetto a quelle del setto di riferimento. Questa scelta è motivata in primo luogo dalla volontà di eseguire una prova più severa dei confronti del taglio, dato che nell'esperienza precedente la duttilità era stata penalizzata dalla rottura a taglio. In secondo luogo ci si propone di tener conto del reale comportamento dinamico dell'edificio durante il sisma, che, per effetto dei modi di vibrare superiori, produce sui setti una distribuzione di azioni con risultante localizzata ad una quota più bassa rispetto a quella del primo modo di vibrare.
L'esigenza sperimentale di applicare un solo carico orizzontale in sommità non modifica significativamente le azioni taglianti e flettenti del tratto di sviluppo della cerniera plastica. Infatti l'esperienza precedente [G2] ha mostrato che l'estensione della cerniera plastica è pari a circa metà altezza della sezione del setto ($l_p \approx 1,5m$, vedi paragrafo 2.2.1) contenuta quindi entro il primo piano, dove anche nella struttura reale il taglio risulta costante.
La scelta di un taglio amplificato del 15% è cautelativa anche nei confronti della valutazione della duttilità, in quanto aumenta il gradiente del momento flettente al piede del setto e quindi riduce, sia pure leggermente, la lunghezza della cerniera plastica, e quindi la sua rotazione φ (paragrafo 2.2.1).
I diagrammi delle azioni interne che ne scaturiscono sono riportati in figura 2.8.

7.2 Azioni verticali

Il carico verticale che grava sul setto A di riferimento è stato ottenuto attraverso la precompressione fornita da un cavo non aderente (vedi Capitolo 9, figura 9.3). L'azione di precompressione di riferimento $F_v = 1000kN$ rappresenta il carico

dovuto al peso degli impalcati (pari a 8 kN/m^2) che grava su un'area di competenza ad ogni piano pari a $25m^2$.

L'azione assiale applicata al setto non è costante, ma dipende dalla deformazione del setto stesso. In particolare l'allungamento del cavo preteso che applica la forza F_v al setto genera un incremento dell'azione verticale.

Per la prova sperimentale si è scelto di applicare al setto una precompressione iniziale ridotta pari a 700kN, in modo che in condizioni di deformazione ultime, assunte arbitrariamente pari a 30cm di spostamento in sommità, l'allungamento del cavo generi l'incremento di azione assiale necessario a raggiungere la azione verticale di riferimento pari a 1000kN.

Questa scelta fa si che al limite elastico l'azione assiale sia minore di F_v, il che produce una sottostima della curvatura rispetto al caso di carico verticale F_v costante. Si osserva che, in accordo con le valutazioni fatte nel capitolo 4, tale scelta minimizza l'errore nella valutazione della duttilità della struttura rispetto al caso di riferimento, con azione assiale costante. Infatti le figure 4.4, 4.5, 4.6 e 4.7 mostrano che l'influenza dell'azione assiale sulla curvatura al limite elastico è molto minore rispetto a quella sulla curvatura ultima.

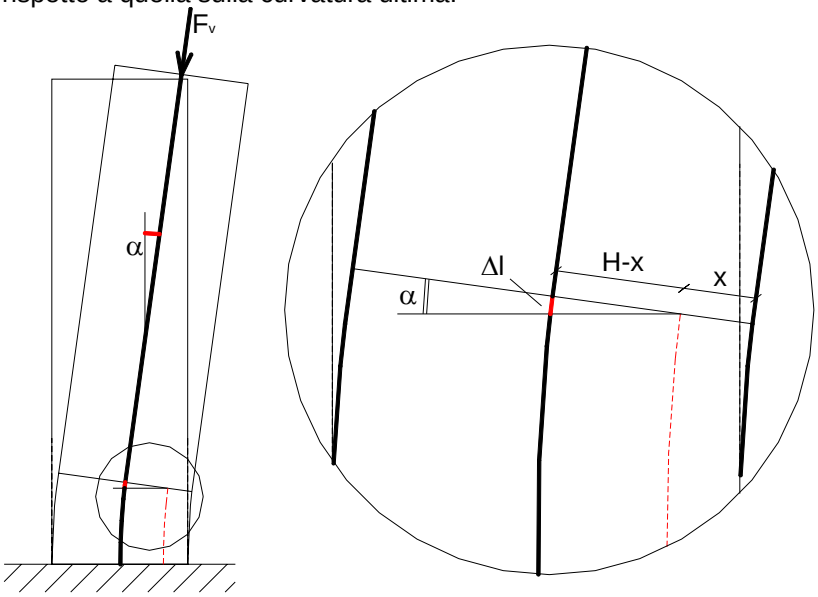


Fig. 3.6. Schema di calcolo per l'allungamento Δl del tirante longitudinale.

7.3 Caratteristiche del setto di prova

7.3.1 Caratteristiche dei materiali

Al fine del calcolo di previsione della resistenza ultima e della duttilità il setto è stato progettato ipotizzando materiali ordinari. In particolare per il calcestruzzo la resistenza cilindrica caratteristica di 40 Mpa, e in tutte le valutazioni fatte per il dimensionamento del setto è stata trascurata la resistenza a trazione del calcestruzzo, in quanto non ha interesse il primo stadio non fessurato. Per l'acciaio, si è assunta una tensione di snervamento di 560 Mpa (vedi Appendice A per caratteristiche sperimentali dei materiali).
Per le scelte e il dimensionamento del setto sperimentale, ovviamente, non sono stati introdotti i coefficienti di sicurezza dei materiali. Le caratteristiche meccaniche dei materiali ricavate sperimentalmente sono in accordo con questi valori.

7.3.2 Disposizione delle armature

La scelta della disposizione delle armature longitudinali nel setto ha seguito l'approccio presentato nel Capitolo 6. In particolare le scelte, guidate come già detto dalla necessità di garantire una sovra-resistenza taglio nella zona critica della cerniera plastica, sono state poi estese anche al resto del setto. Le armature longitudinali sono state distribuite uniformemente lungo la sua sezione, e senza soluzione di continuità in altezza, evitando così giunzioni per sovrapposizione dell'armatura. Al fine di evitare il collasso a taglio della zona critica, nell'ottica di stabilire una gerarchia delle resistenze che privilegi una deformazione ultima duttile per flessione, la resistenza a scorrimento è stata dimensionata con una sovra-resistenza del 50%.
È stata inoltre disposta una significativa armatura di confinamento per consentire al calcestruzzo di raggiungere grandi deformazioni inelastiche, e quindi curvature elevate nella zona critica che caratterizza la duttilità del setto. Il confinamento è stato esteso a tutta la sezione per garantire la resistenza a spinotto delle armature interne della sezione (Capitolo 6).

7.3.2.1 Resistenza a spinotto dell'armatura longitudinale

La resistenza a taglio e scorrimento nella sezione critica (Capitolo 6) è stata affidata interamente all'effetto spinotto delle armature longitudinali di grosso diametro.
Con riferimento al paragrafo 2.4 il calcolo del contributo resistente a spinotto si è avvalso di diverse formulazioni, privilegiando per il progetto quella più gravosa. Adottando armature ad aderenza migliorata con diametro 20mm, e calcestruzzo di resistenza 40 Mpa, la resistenza per la singola barra $V_{dd,i}$ dalle 2.15 risulta:

$$V_{dd,i} = \min \begin{cases} 0,25 \cdot f_y \cdot \sum A_s = 44kN \\ \\ 1,3 \cdot A_{si} \cdot \sqrt{f_c \cdot f_y} = 60kN \end{cases}$$

dalla 2.16 risulta:

$$V_{dd,i} = \sigma_r \cdot \Phi_i^{\,2} \cdot \sqrt{\frac{f_y}{3 \cdot \sigma_r}} = 68kN$$

dove per la tensione di rifollamento del calcestruzzo σ_r si è adottato il valore di 160Mpa.
Essendo la sollecitazione di taglio $V_s = 457KN$ (vedi paragrafo 7.1), il numero di

barre necessario ad evitare lo scorrimento è: $n_b = \dfrac{V_s \cdot 1,5}{V_{dd,i}} = 16$

Ad esse sono state aggiunte 2+2 barre $\phi 20$ in estremità di sezione, per un'area complessiva dell'armatura longitudinale pari a $A_s = 6280mm^2$.

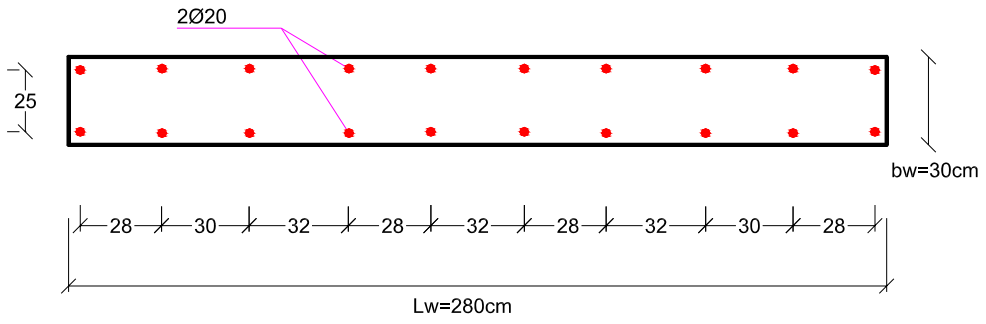


Fig. 7.5. Disposizione delle armature longitudinali nella sezione.

7.3.2.2 Scelta sul confinamento per il calcestruzzo

Al fine di garantire un comportamento duttile del calcestruzzo si è disposta una fitta armatura di confinamento, che consente di aumentarne sensibilmente la deformazione ultima, nonché la resistenza a compressione.
Sono state disposte staffe chiuse $\phi 12$ a due braccia ($A_{st} = (2 \cdot 113) = 226\ mm^2$) a formare una gabbia di staffe con passo verticale s_z di 10 cm, s_x di 15 cm e s_y di 25 cm su tutta la lunghezza della sezione, ottenendo il confinamento del nucleo centrale di calcestruzzo, che detratto lo spessore del copriferro misura 25 cm di larghezza (Fig. 3.12 e 3.13).
Con tale configurazione di armatura in base allo schema descritto in figura 3.12 e 3.13 lo sforzo di confinamento per il calcestruzzo, σ_2, risulta (eq. 3.15):

$$\sigma_2 = 2,5\ \ MPa$$

Con riferimento alle relazioni 3.16 e 3.17 sono state ricavate la resistenza del calcestruzzo confinato f_{cc} e la sua deformazione ultima $\varepsilon_{cc,u}$:

$$f_{cc} = 55,3\ \ {}^{N}\!/_{mm^2}$$

$\varepsilon_{cc,u} = 1,6\ \%$

Al fine della previsione della curva momento–curvatura sperimentale, è stata calcolata la deformazione convenzionale $\varepsilon_{cc,2}$ [N2], che corrisponde alla fine del tratto parabolico della curva sforzo–deformazione per il calcestruzzo confinato, per meglio definire i parametri dello stress block per le varie condizioni di deformazione.

$$\varepsilon_{cc,2} = \varepsilon_{c2} \cdot \left(f_{cm} / f_{cc} \right)^2 = 0,34\ \% \qquad (7.1)$$

Le staffe sono state disposte fino a 4 metri d'altezza dalla base ben oltre l'estensione prevista per la cerniera plastica; il confinamento è stato poi gradualmente ridotto nelle sezioni soprastanti come indicato schematicamente in figura 2.14.

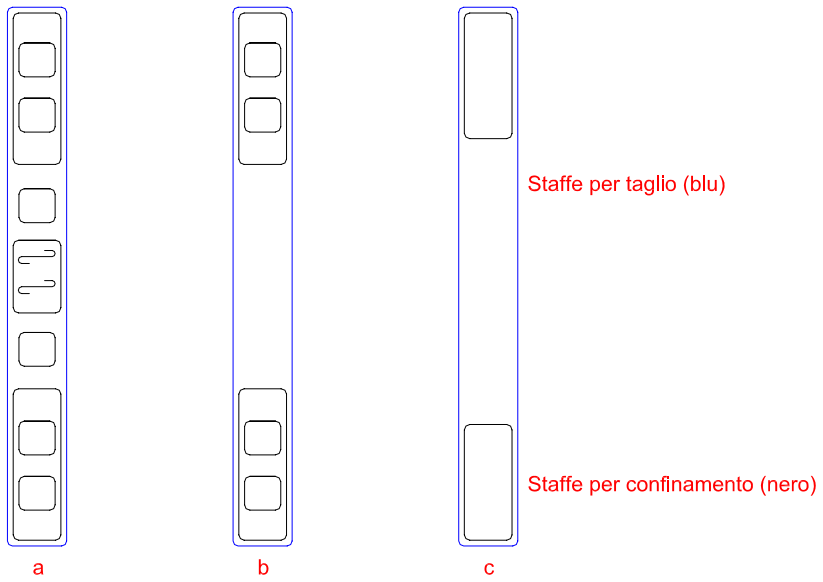


Fig. 7.6. schema della distribuzione delle staffe nelle tre sezioni tipo del setto, zona (a) da 0 a 4m, (b) da 4 a 6m, (c) da 6 a 10m; le staffe sono disposte con passo 100mm.

7.3.3 Organizzazione del setto fuori dalla zona critica

Per il setto sono state adottate anche le staffe tradizionali a taglio nella assunzione che al di fuori della zona critica si attivi il meccanismo resistente a traliccio di Morsh, ipotesi avvalorata dalla precedente esperienza sperimentale [G2].
La verifica delle staffe è stata fatta senza considerare un coefficiente amplificativo sul taglio, ma piuttosto la sovra-resistenza a taglio è stata affidata al contributo di resistenza offerto dal calcestruzzo. Infatti al di fuori della zona critica, l'ampiezza delle fessure e il danneggiamento del calcestruzzo non sono tali da pregiudicarne la resistenza a taglio.
Quindi le verifiche imposte sono le seguenti:

$$V_{wd} \geq V_s \qquad ; \qquad V_{rd2} \geq V_s$$

Il contributo resistente V_{wd} delle staffe $\phi 8$ a doppio braccio, con passo 20cm è stato calcolato come risultante della forza della singola staffa a snervamento per il numero di staffe che intercettano la fessura. Per la fessura si è ipotizzata una inclinazione di 45° che, considerata la precompressione longitudinale applicata al provino, risulta cautelativa al fine del calcolo del numero di staffe attive sulla singola fessura (vedi fig. 2.11):

$$n_{st} = \frac{(L_w - x)}{s}$$

$$V_{wd} = A_{st} \cdot n_{st} \cdot f_y = 627 \;\; kN > V_s \qquad (7.2)$$

Per il calcolo si considerano i seguenti valori dell'asse neutro x (vedi paragrafi 4.2.2 e 7.4 per il calcolo dell'asse neutro allo stato limite ultimo), di tensione di snervamento dell'acciaio f_y, dell'area A_{st} e del passo s delle staffe e della lunghezza della sezione L_w:

$$\begin{cases} x = 520 \ \ mm \\ f_y = 550 \ \ N/mm^2 \\ A_{st} = 2 \cdot \phi 8 = 100 \ \ mm^2 \\ s = 200 \ \ mm \\ L_w = 2800 \ \ mm \end{cases}$$

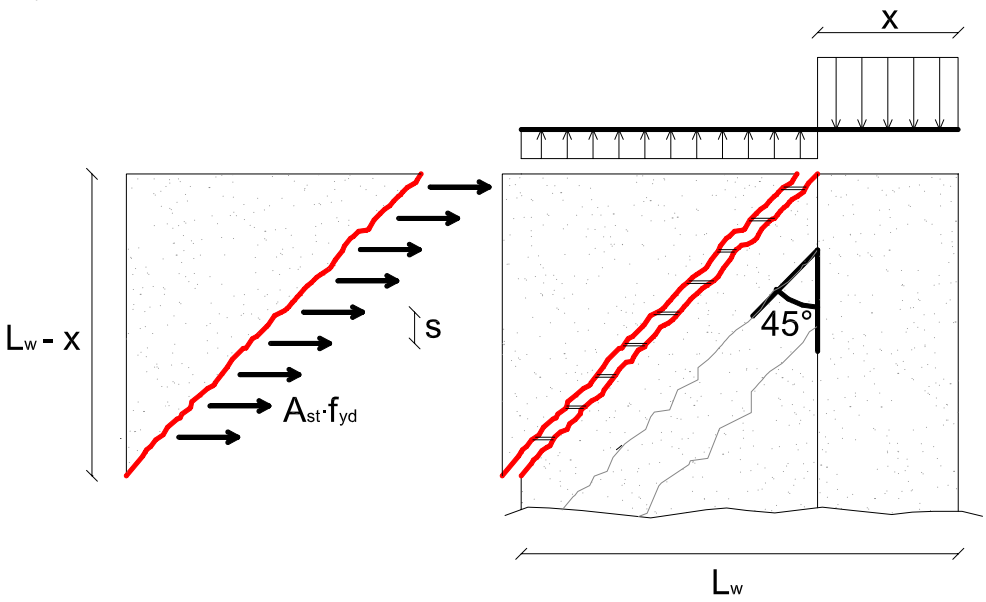


Fig. 7.7. Schema di calcolo del contributo resistente delle staffe.

Il contributo resistente del cls V_{rd1} [N3] risulta:

$$V_{rd1} = [C_{rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3}] \cdot b_w \cdot L_w = 344 \ \ kN \qquad (7.3)$$

dove $$\begin{cases} C_{rd,c} = \dfrac{0,18}{\gamma_c} = 0,12 \\ k = 1 + \sqrt{\dfrac{200}{L_w}} = 1,26 \\ \rho_l = \dfrac{A_{sl}}{b_w \cdot L_w} = 0,008 \end{cases}$$

Oltre a non considerare il contributo resistente a spinotto, per il calcestruzzo si è adottato un coefficiente di sicurezza $\gamma_c = 1,5$ il che garantisce un'ulteriore polmone di resistenza per la sezioni sopra la zona critica che sono volutamente sovradimensionate, in quanto non sono oggetto specifico di questa indagine.
I contributi resistenti cosi calcolati forniscono una resistenza di progetto:

$$V_{rd3} = V_{rd1} + V_{wd} = 971 \ \ kN = 2,1 \cdot V_s \tag{7.4}$$

Anche la verifica del puntone di calcestruzzo è soddisfatta, infatti:

$$V_{rd2} = \frac{1}{2} b_w \cdot (L_w - x) \cdot \nu \cdot f_{cd} = 0,5 \cdot 300 \cdot 2280 \cdot 0,54 \cdot 25 = 4617 KN > 1,5 \cdot V_{sd} \tag{7.5}$$

dove $\nu = 0,6 \left[1 - \dfrac{f_{ck}}{250} \right] = 0,54 \ \ mm$

7.4 Previsione della curva momento–curvatura per il setto sperimentale.

Per il calcolo della curvatura e del momento resistente alla base del setto, come già ampiamente discusso nel capitolo 4, la presenza delle armature nella parte centrale della sezione non consente di utilizzare l'approccio classico per le sezioni in calcestruzzo armato presso–inflesse, ma occorre ridefinire le equazioni di equilibrio. Facendo riferimento alle relazioni 4.1, 4.2 e 4.3, 4.4 è possibile ottenere la posizione dell'asse neutro e la resistenza della sezione rispettivamente al limite elastico e in condizioni ultime, e dalle relazioni 4.5 e 4.6 le curvature corrispondenti.

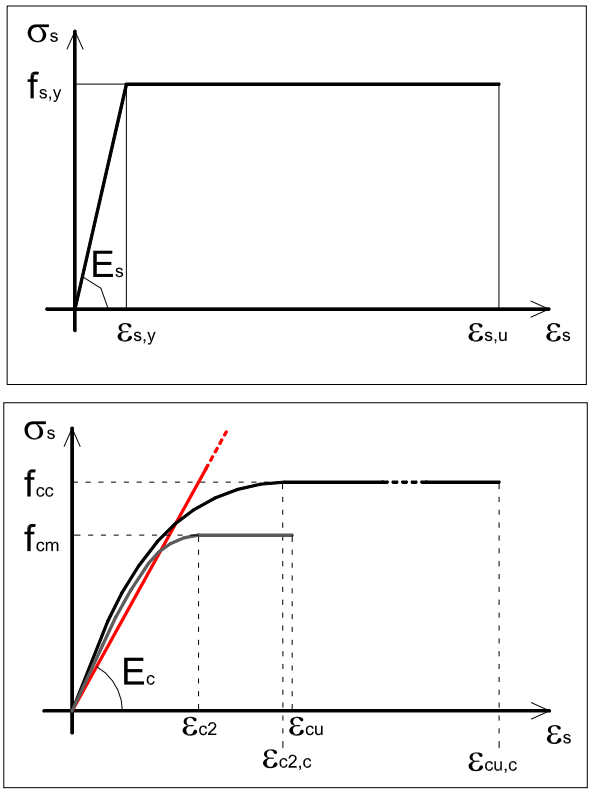


Fig. 7.8. Relazioni Sforzo-Deformazione per acciaio e calcestruzzo adottati nella previsione teorica analitica.

La previsione teorica, tiene conto di alcune approssimazioni già discusse nei capitoli precedenti (Capitoli 2, 3, 4 e 5). Essa si propone di costruire un inviluppo di riferimento per la curva Momento–Curvatura sperimentale. Essa è stata ottenuta considerando una sollecitazione monotonica, che non tiene conto dei carichi ciclici alternati a cui il setto è stato sottoposto nella realtà.

La previsione si avvale di un calcolo analitico e di uno numerico.
Per il calcolo analitico si considera per l'acciaio un comportamento elastoplastico e per il calcestruzzo un diagramma Sforzo-Deformazione parabola rettangolo, semplificato nei calcoli attraverso lo "stress-block", con parametri suggeriti da Collins e Mitchell [C5], tenendo conto del contributo di confinamento offerto al calcestruzzo dalle staffe.

$$f_{cc} = f_{cm} \cdot \left(1{,}125 + 2{,}5 \cdot \frac{\sigma_2}{f_{cm}} \right) = 55{,}3 \ \ MPa$$

$$f_{ct} = f_t = 0.63\sqrt{f_{cm}} = 4{,}1 \ \ MPa \qquad \text{[C5]} \qquad (7.6)$$

$$\varepsilon_{cu,c} = 0{,}35 \ \ \% + 0{,}2 \cdot \frac{\sigma_2}{f_{cm}} = 1{,}6 \ \ \%$$

$$\varepsilon_{c2,c} = \varepsilon_{c2} \cdot \left(f_{cc} / f_{cm} \right)^2 = 0{,}34 \ \ \%$$

$E_c = 28300 \ \ MPa$ (misura sperimentale indiretta)

Il calcolo analitico, eccezion fatta per il primo stadio non fessurato, trascura la resistenza a trazione del calcestruzzo e l'interazione taglio-momento flettente sulla sezione considerata, mentre considera per il calcestruzzo l'effetto del confinamento.
Il modello numerico è quello implementato dal programma di calcolo "Response 2000", sviluppato da Collins e Mitchell [C5]. Esso esegue l'analisi di una sezione

assegnata con la possibilità di modellare l'interazione taglio-momento flettente, adottare per i materiali curve tensione deformazione che approssimano quelle sperimentali, tener conto del contributo a trazione del calcestruzzo e del fenomeno del tension stiffening. Il modello numerico, tuttavia, non considera per il calcestruzzo l'effetto del confinamento.

7.4.1 Previsione con modello analitico.

Il calcolo considera l'armatura complessiva, la cui percentuale è pari a $\rho_{s,d} = 0,75\%$, spalmata sulla sezione (vedi Capito 4).

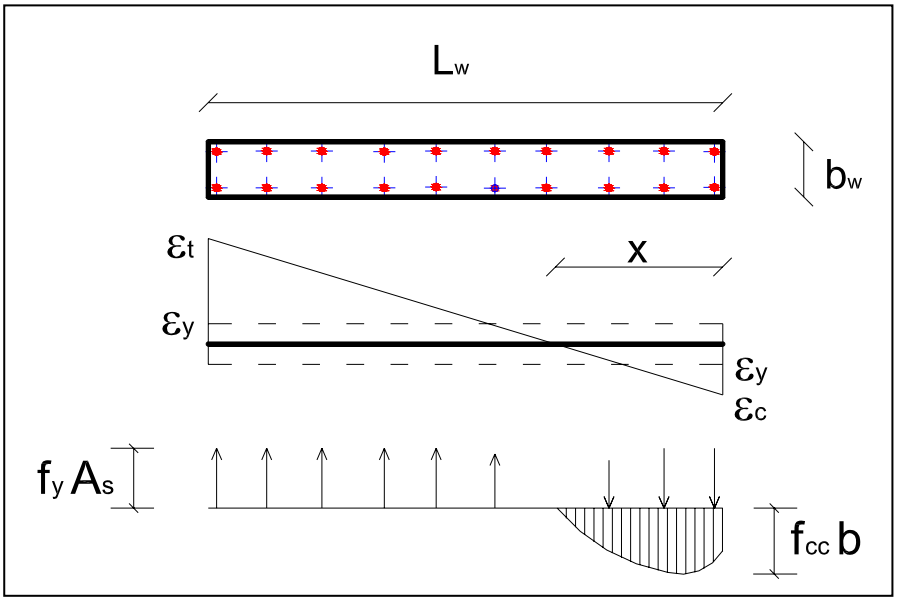


Fig. 7.9. Distribuzione delle tensioni nella sezione in indagine. Esempio di distribuzione reale

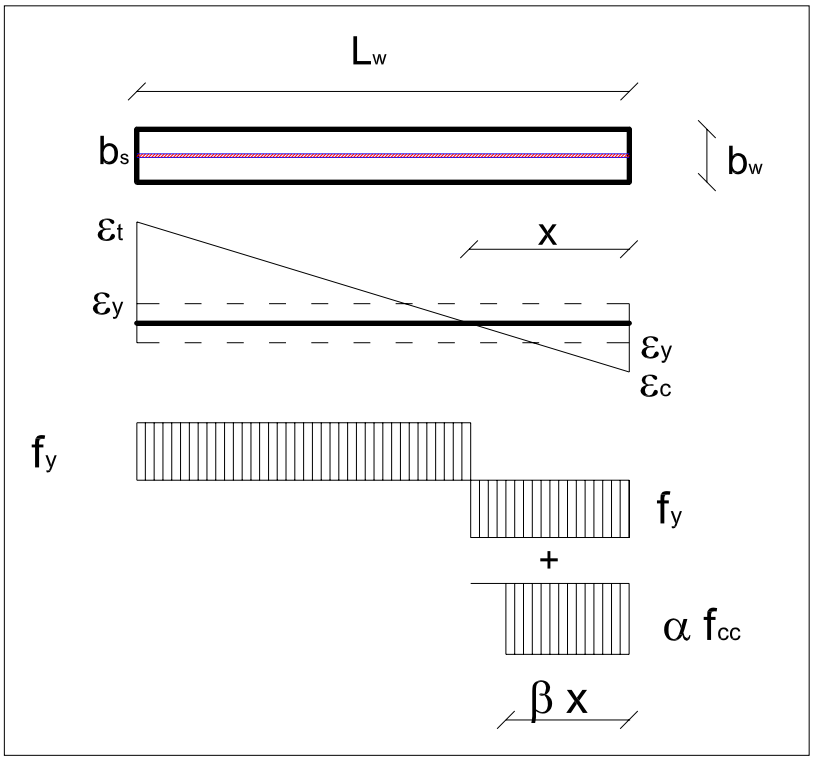


Fig. 3.3. Distribuzione delle tensioni nella sezione in indagine. Esempio di distribuzione spalmata, adottata per il calcolo.

La curvatura media nel tronco di base del setto, con riferimento alla relazione 2.3, è stata approssimata con la relazione:

$$\phi = \frac{\varepsilon_t + \varepsilon_c}{L_w} \tag{7.7}$$

con ε_c e ε_t deformazioni longitudinali delle fibre di estremità nella sezione di base del setto e L_w lunghezza della sezione. Nel calcolo tali deformazioni ε_c e ε_t si sono ritenute costanti lungo il tronco di setto corrispondente alla cerniera plastica.

In merito alle deformazioni nella cerniera plastica occorre fare le seguenti precisazioni.

1. Si ipotizza che la cerniera plastica si estenda fino ad una quota pari a:

$$H_p = l_p = 0,5 \cdot L_w .$$

2. Il momento sollecitante nelle diverse sezioni del tronco di riferimento sopra definito varia con la quota. Di conseguenza anche gli sforzi di trazione e compressione e quindi le deformazioni variano con la quota.

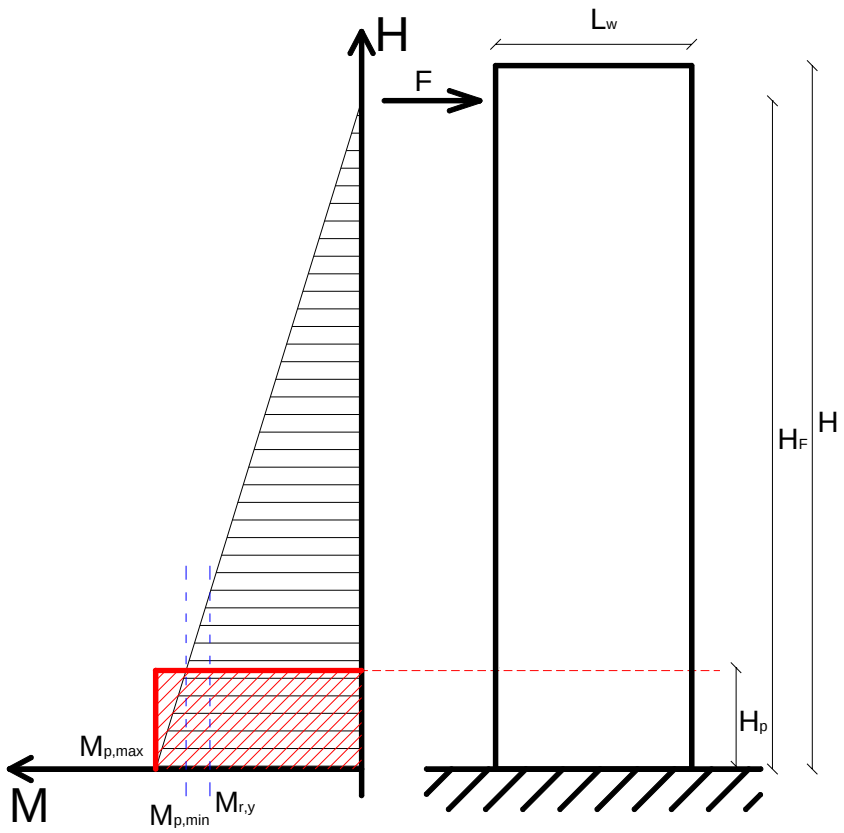


Fig. 7.10. Distribuzione del momento flettente adottata nel tronco di riferimento per il calcolo della curva Momento – Curvatura.

L'espressione della curvatura (eq. 7.7) considera invece una distribuzione delle deformazione longitudinali costante lungo il tronco ed equivalente a quella della sezione di base. Tale ipotesi, pertanto, sovrastima la reale rotazione nel tronco corrispondente alla cerniera plastica convenzionale, ma consente di conteggiare anche la rotazione plastica che ha luogo al di fuori della di tale tronco (vedi figura 7.11). Infatti, come già discusso nel paragrafo 2.3, l'estensione della cerniera plastica equivalente, non coincide la regione del setto a comportamento plastico, ma bensì è definita convenzionalmente per ottenere uno spostamento in sommità pari a quello ricavato dall'integrazione delle curvature lungo tutta l'altezza del setto.

3. L'espressione della curvatura (eq. 7.7), inoltre, ipotizza una deformazione dell'armatura valutata sui picchi della distribuzione reale (indicata in figura 7.11 come ε_{reale}), invece di considerare la deformazione media reale (indicata in figura 7.11 come ε_{media}) che si otterrebbe nella zona tesa considerando l'effetto dell'aderenza e i fenomeni di concentrazione delle deformazioni discussi nei capitoli 2 e 3.

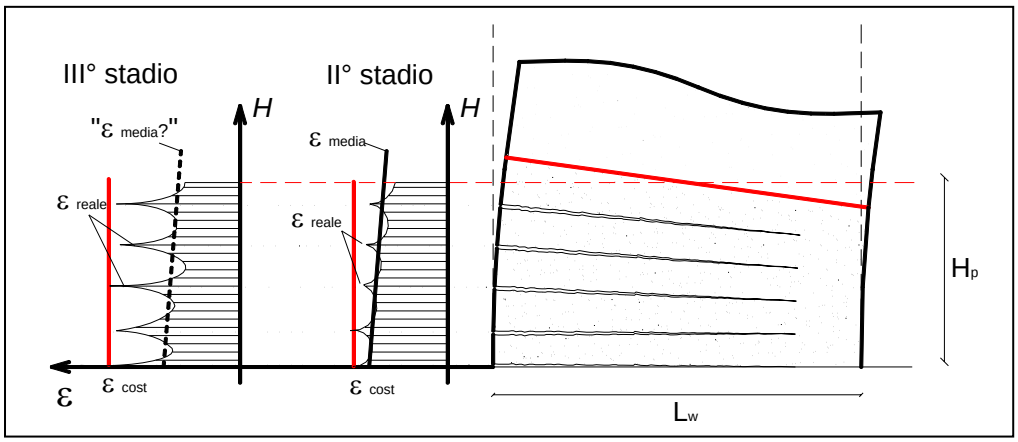


Fig. 7.11. Distribuzione della deformazioni longitudinali nelle armature tese nel tronco di riferimento nell'ipotesi di flessione dovuta ad un carico monotonico.

La stima teorica del diagramma Momento-Curvatura si è ottenuta con una spezzata che congiunge 6 punti corrispondenti a condizioni di deformazione significative nella sezione di base:

Fessurazione $\varepsilon_t = \varepsilon_{cr}$

Primo snervamento dell'armatura tesa $\varepsilon_t = \varepsilon_{sy}$ cui corrisponde $\varepsilon_c = \varepsilon_{c,yt}$

Deformazione della fibra compressa $\varepsilon_c = 1,5 \cdot \varepsilon_{c,yt}$

Deformazione della fibra compressa $\varepsilon_c = 2 \cdot \varepsilon_{c,yt}$

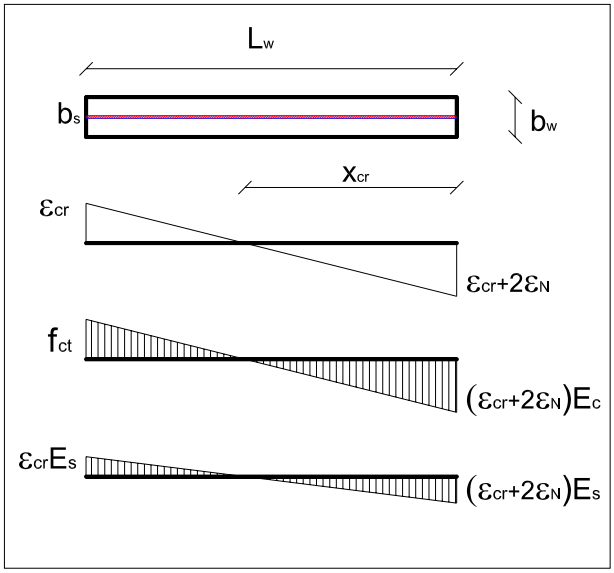
Primo snervamento dell'armatura compressa $\varepsilon_c = \varepsilon_y$

Rottura per flessione $\varepsilon_t = \varepsilon_{s,u}$ oppure $\varepsilon_c = \varepsilon_{cc,u}$

L'azione assiale considerata nei diversi passi di carico è stata calcolata considerando l'allungamento Δl del tirante verticale che attua la precompressione F_v sul setto, nelle diverse condizioni di deformazione, con processo iterativo.

Nei paragrafi successivi è riportata la previsione del momento resistente e della curvatura per i 6 stadi deformativi sopra specificati.

7.4.1.1 Stadio di fessurazione



$$\varepsilon_{cr} = \frac{f_{ct}}{E_c} = 1,45 \cdot 10^{-4}$$

$$\varepsilon_N = \frac{N}{E_c A_c} = 0,29 \cdot 10^{-4}$$

$$N = 700000 \quad N$$

Fig. 7.12. Distribuzione delle tensioni adottata per la stadio di fessurazione.

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_c + \varepsilon_t} \cdot L_w = 0,585 \cdot 2800 = 1636\, mm$$

$$M_{cr} = \left(f_{ct} + \varepsilon_N \cdot E_c \right) \cdot \frac{b_w L_w^2}{6} + \left(\varepsilon_{cr} + \varepsilon_N \right) E_s \cdot \frac{b_s L_w^2}{6} = 1932 + 107 = 2039\, kNm$$

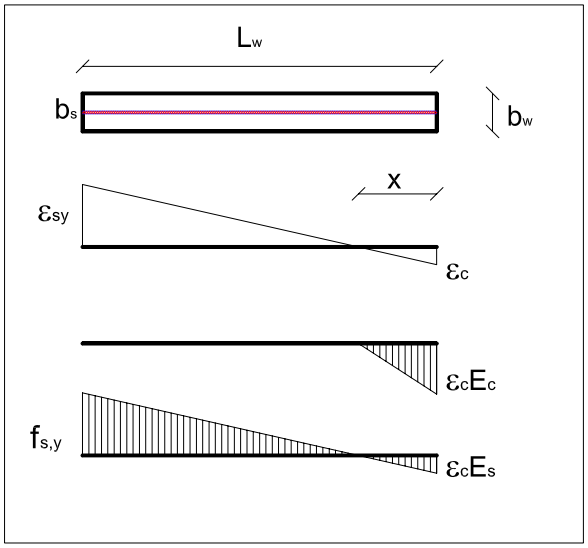
$$\phi_{cr} = \frac{\varepsilon_c}{x} = \frac{\varepsilon_t}{\left(L_w - x \right)} = 0,12 \quad rad/km$$

$$\varepsilon_{c,cr} = \frac{\varepsilon_y}{\left(L_w - x \right)} \cdot x = 0,0002$$

7.4.1.2 Stadio di snervamento barre tese

Per lo stadio di primo snervamento delle armature tese, l'azione assiale è pari a 700kN.
Facendo riferimento alle relazioni 4.8 e 4.2 risulta:

$$x = 619 \ mm$$
$$M_{r,yt} = 3674 \ kNm$$
$$\phi_{y,t} = 1,22 \ rad/km$$
$$\varepsilon_{c,yt} = \frac{\varepsilon_y}{(L_w - x)} \cdot x = 0,00075$$



$$\varepsilon_t = \varepsilon_{sy}$$
$$N = 700000 \ N$$

Fig. 7.13. Distribuzione delle tensioni adottata per la stadio di primo snervamento delle barre in trazione.

Oltre il primo snervamento delle armature tese di estremità, al crescere della deformazione, anche le altre barre in sequenza entrano in campo plastico. Sono

state studiate quindi altre due condizioni intermedie verso lo snervamento complessivo delle armature tese, in cui la fibra compressa raggiunge deformazioni pari rispettivamente a 1,5 volte (a) e 2 volte (b) la deformazione $\varepsilon_{c,yt}$, valore corrispondente allo stadio di deformazione del primo snervamento delle fibre tese.

L'azione assiale, valutata iterativamente con lo spostamento, è nei due casi pari a circa 740 e 760 kN rispettivamente.
In tali configurazioni il calcolo adotta ancora per il calcestruzzo una relazione lineare sforzo-defomazione.
Per il calcolo tuttavia essendo parte delle barre snervate è necessario riadattare le equazioni di equilibrio per tener conto della porzione di barre snervate. Le relazioni, frutto di semplici considerazioni di equilibrio, non sono riportate in quanto inutilmente complicate.
Di seguito si riportano i risultati.

(a)

$$\boxed{\begin{aligned}&\varepsilon_c = 1{,}5 \cdot \varepsilon_{c,yt} = 0{,}001125\\ &N = 740000 \;\; N\end{aligned}}$$

$$x = 598\, mm$$
$$M_r = 4595 \;\; kNm$$
$$\phi = 1{,}88 \;\; {}^{rad}\!/_{km}$$
$$\varepsilon_t = \frac{1{,}5\varepsilon_{c,yt}}{x} \cdot \left(L_w - x\right) = 0{,}00414$$

(b)

$$\boxed{\begin{aligned}&\varepsilon_c = 2 \cdot \varepsilon_{c,yt} = 0{,}0015\\ &N = 760000 \;\; N\end{aligned}}$$

$$x = 516\, mm$$
$$M_r = 5351 \;\; kNm$$
$$\phi = 2{,}90 \;\; {}^{rad}\!/_{km}$$
$$\varepsilon_t = \frac{2 \cdot \varepsilon_{c,yt}}{x} \cdot \left(L_w - x\right) = 0{,}00664$$

7.4.1.3 Stadio di snervamento barre compresse

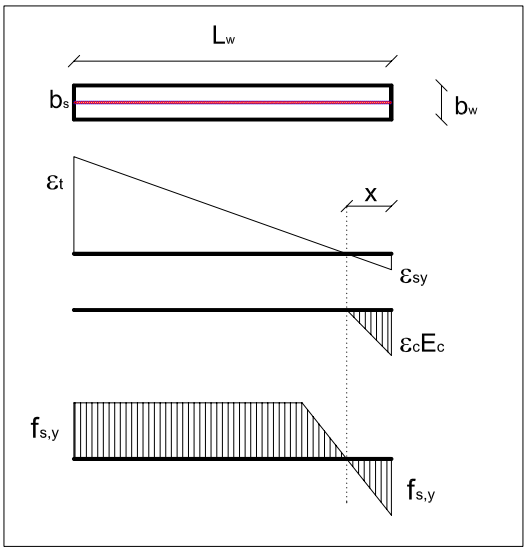
Per lo stadio di primo snervamento delle armature compresse, l'azione assiale, in previsione è valutata in 830kN.
Facendo riferimento alle relazioni 4.8 e 4.4 risulta:

$$x = \frac{L_w \cdot f_{sy,dist} + N}{2 \cdot f_{sy,dist} + f_{c,dist}} = 236 \ \ mm$$

$$M_{r,yc} = 5673 \ \ kNm$$

$$\varepsilon_{t,yc} = \frac{\varepsilon_{sy}}{x} \cdot \left(L_w - x \right) = 0,0203$$

$$\phi_{y,c} = 8,20 \ \ rad/km$$



$$\varepsilon_c = \varepsilon_{sy}$$
$$\varepsilon_t > \varepsilon_{sy}$$
$$N = 830000 \ \ N$$

Fig. 7.14. Distribuzione delle tensioni adottata per la stadio di primo snervamento delle barre in compressione.

7.4.1.4 Stato limite ultimo

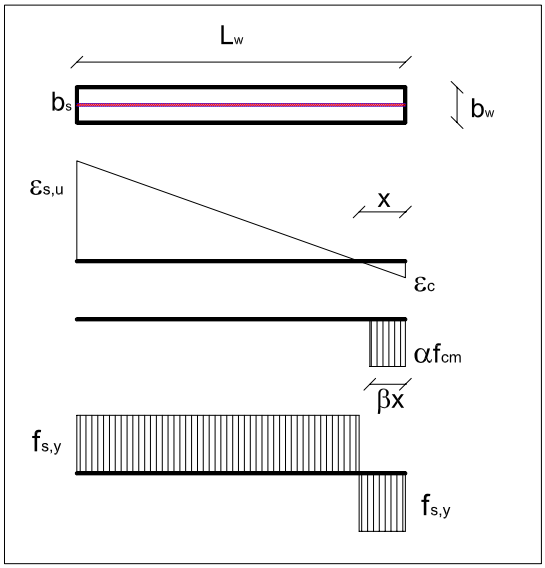
Per il calcolo del momento e della curvatura ultimi si è fatto riferimento alle relazioni 4.4, 4.5, 4.6 e 4.10, da cui risulta:

$$x = 364 \;\; mm$$

$$M_{r,u} = 5630 \;\; kNm$$

$$\phi_u = 23{,}9 \;\; {}^{rad}\!/_{km}$$

$$\varepsilon_{c,u} = \frac{\varepsilon_{sy}}{\left(L_w - x\right)} \cdot x = 0{,}0066 < \varepsilon_{cc,u}$$



$$\varepsilon_{s,u} = 0{,}06$$
$$\varepsilon_{cc,u} = 0{,}016$$
$$N = 1000000 \;\; N$$

Fig. 7.15. Distribuzione delle tensioni adottata per lo stato limite ultimo.

Si osserva che la massima resistenza a flessione prevista è maggiore della sollecitazione per il setto di riferimento del fattore amplificativo ${}^{M_r}\!/_{M_s} = 1{,}3$.

Si prevede pertanto sul setto anche una sollecitazione di taglio amplificata dello stesso fattore. Alla luce di ciò risulta ben giustifica la scelta, già ampiamente discussa, di allocare una sovraresistenza a taglio sia per la resistenza offerta dall'effetto spinotto, sia per il meccanismo resistente a traliccio di Morsh.

7.4.2 Previsione della curva Forza – Spostamento

Dalla curvatura nella sezione critica si è poi calcolato lo spostamento previsto in sommità del setto rispetto alla base del setto. Per il calcolo elastico si è utilizzata la relazione:

$$\Delta_{top} = \Delta_F + \vartheta_F \cdot (H - H_F) \quad ; \quad \Delta_F = \frac{\phi_b \cdot H_F^2}{3} \quad ; \quad \vartheta_F = \frac{\phi_b \cdot H_F}{2} \qquad (7.8)$$

oltre lo stadio di prima fessurazione, trascurando il tension stiffening, è stata adottata per tutte le sezioni comprese nella porzione di setto fessurato, la rigidezza della sezione fessurata. Per la porzione di setto non fessurato si è adottata la rigidezza della sezione di calcestruzzo integro.
L'ipotesi semplificata introduce un'approssimazione nel calcolo dello spostamento in sommità, che dovrebbe tener conto della variazione della rigidezza delle sezioni con la quota. Come ampiamente discusso nel capitolo 2, lo spostamento in sommità dovrebbe essere ottenuto dall'integrazione della curvatura lungo lo sviluppo dell'elemento, considerando le variazioni di rigidezza delle varie sezioni.
Superato il limite elastico per la sezione, lo spostamento Δ_{top} è stato calcolato come somma del contributo elastico a snervamento, considerato costante, più quello inelastico calcolato come rotazione rigida del setto intorno alla cerniera plastica che si forma alla base (vedi paragrafo 5.1):

$$\Delta_{top} = \Delta_{top,y} + \vartheta_p \cdot \left(H - 0,5H_p\right) \quad ; \quad \vartheta_p = (\phi_{b,i} - \phi_{b,y}) \cdot H_p$$

$$H_p = 0,5 \cdot L_w \qquad (7.9)$$

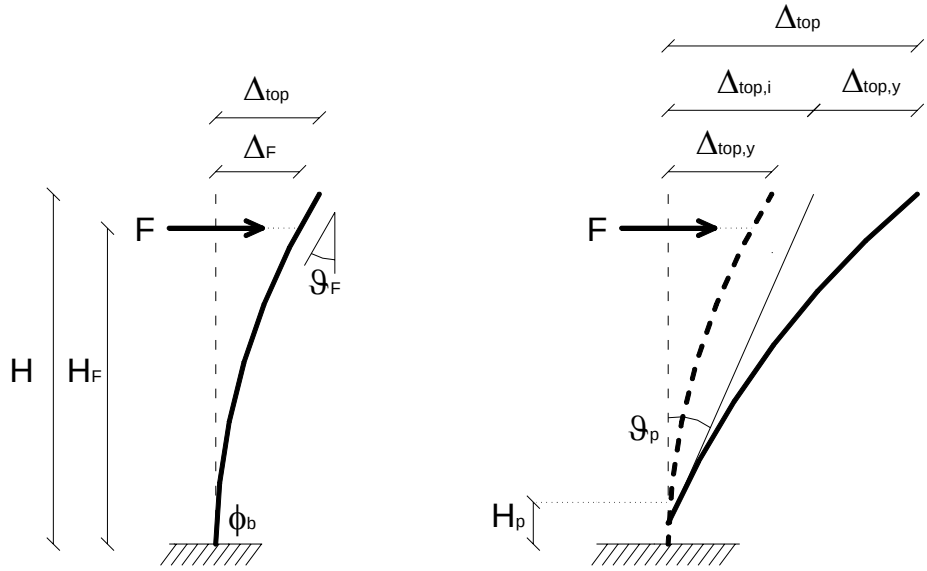


Fig. 7.16. schema di calcolo dello spostamento in sommità per il setto. Caso elastico (a) e inelastico (b).

	M_r [kNm]	ϕ [rad/km]	F_x [kN]	Δ_{top} [mm]
$\varepsilon_t = \varepsilon_{cr}$	2039	0,12	215	4,0
$\varepsilon_t = \varepsilon_{sy}$	3674	1,22	418	39,5
$\varepsilon_c = 1{,}5\ \varepsilon_{c,yt}$	4595	1,88	483	48,1
$\varepsilon_c = 2\ \varepsilon_{c,yt}$	5351	2,90	563	61,4
$\varepsilon_c = \varepsilon_{sy}$	5673	8,20	597	130,4
$\varepsilon_s = \varepsilon_{su}$	5630	23,9	593	334,5

Tab. 7.1. Dati della previsione analitica.

Nota la quota di applicazione della forza rispetto al punto di misura del momento resistente al centro della cerniera plastica, si è ricavata la forza orizzontale che genera i diversi stadi di deformazione oltre il limite elastico.

Nella tabella 7.1 e nelle figure 7.17 e 7.18 sono riassunti i dati ottenuti con la previsione analitica e le corrispondenti curve momento–curvatura e forza–spostamento.

7.4.3 Previsione con modello numerico

Per il calcolo numerico della risposta del setto d'indagine è stato utilizzato il programma "Response 2000" [C5].
Il programma ha consentito di considerare nella previsione il contributo della resistenza a trazione offerta dal calcestruzzo, il fenomeno del tension stiffening e l'interazione taglio-momento flettente per la sezione di base. Di contro esso non prevede alcun modello che consideri l'effetto di confinamento offerto dalle staffe al calcestruzzo. Ciò penalizza molto la valutazione della duttilità della sezione in quanto prevede una deformazione ultima per il calcestruzzo molto inferiore a quella consentita per effetto del confinamento.

La tabella di seguito raccoglie i dati di momento e curvatura per la sezione di base forniti dall'analisi numerica in corrispondenza degli stessi stadi di deformazione precedentemente analizzati nel il calcolo analitico. I valori di forza e spostamento in quota riportati sono stati ricavati analogamente al modello analitico.

	M_r [kNm]	ϕ [rad/km]	F_x [kN]	Δ_{top} [mm]
$\varepsilon_t = \varepsilon_{cr}$	1181	0,071	124	2,3
$\varepsilon_t = \varepsilon_{sy}$	3773	0,829	428	26,9
$\varepsilon_c = 1{,}5\ \varepsilon_{c,yt}$	5111	1,772	538	39,2
$\varepsilon_c = 2\ \varepsilon_{c,yt}$	5476	2,853	576	53,3
$\varepsilon_c = \varepsilon_{sy}$	5861	6,730	617	103,7
$\varepsilon_c = \varepsilon_{cu}$	5373	11,920	566	171,3

Tab. 7.2. Dati della previsione numerica

Le figure 7.17 e 7.18 mostrano le curve di previsione momento - curvatura e forza - spostamento ottenute con i due modelli utilizzati.

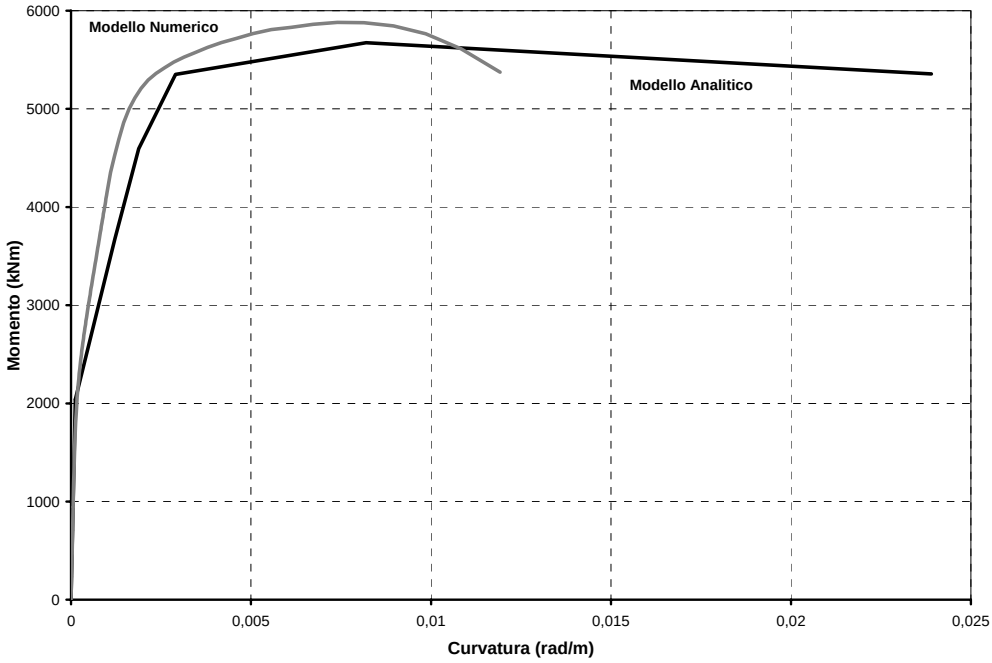


Fig. 7.17. Curve di previsione Momento-Curvatura per il setto.

Dal confronto tra le curve di previsione si nota un buon accordo tra i due modelli. La maggior rigidezza nel secondo stadio e resistenza proposte dal modello numerico sono presumibilmente dovute al contributo di resistenza offerto dal calcestruzzo in trazione e al fenomeno del tension stiffening.
La duttilità della previsione numerica sembra essere penalizzata dalla mancata considerazione del confinamento offerto dalle staffe al calcestruzzo.
Peraltro la differenza tra gli spostamenti e le deformazioni ultime proposte dai due modelli potrebbe essere accentuata dal fatto che la stima analitica non considera il graduale danneggiamento e riduzione della sezione di calcestruzzo compressa, particolarmente gravosi in presenza di sollecitazioni cicliche che alternano fasi di

forte compressione a successive allungamenti in cui apertura di fessura grandi possono provocare perdita di materiale nelle sezioni di estremità, e pertanto la deformazione sostenibile dal tronco di base del setto potrebbe essere sovrastimata, e di conseguenza anche il suo spostamento in sommità.

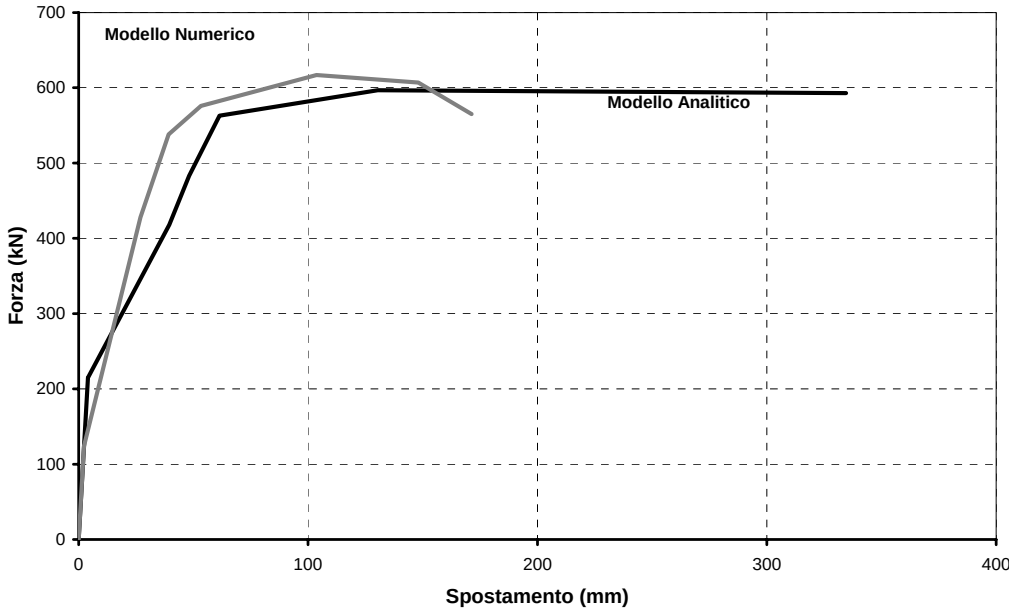


Fig. 7.18. Curve di previsione Forza-Spostamento per il setto.

7.4.4 Previsione sulla richiesta di duttilità secondo le norme.

Si ricorda che un'elevata duttilità garantisce ad una struttura la capacità di assorbire grandi spostamenti ben oltre il limite elastico e consente di dissipare l'energia del sisma attraverso cicli isteretici.

Nelle norme [N1], la richiesta di duttilità viene usualmente introdotta attraverso i diagrammi Forza–Spostamento, in funzione del periodo proprio della struttura (figura 7.19). In particolare per strutture con periodo proprio T minore di un periodo

caratteristico dell'evento sismico T_C (circa 0,4 – 0,7 secondi), la definizione della richiesta di duttilità per il sistema si rifà al principio noto in letteratura con il nome di "equal energy concept" [N5] per cui la risposta inelastica deve essere tale da eguagliare le aree sottese dalle curve caratteristiche del sistema elastoplastico e di quello elastico equivalente.
Se invece la struttura ha periodo proprio maggiore di T_C la richiesta di duttilità da parte del sisma risponde all' "equal displacement concept" [V1], per cui i due sistemi elastoplastico e indefinitamente elastico raggiungono lo stesso spostamento limite.

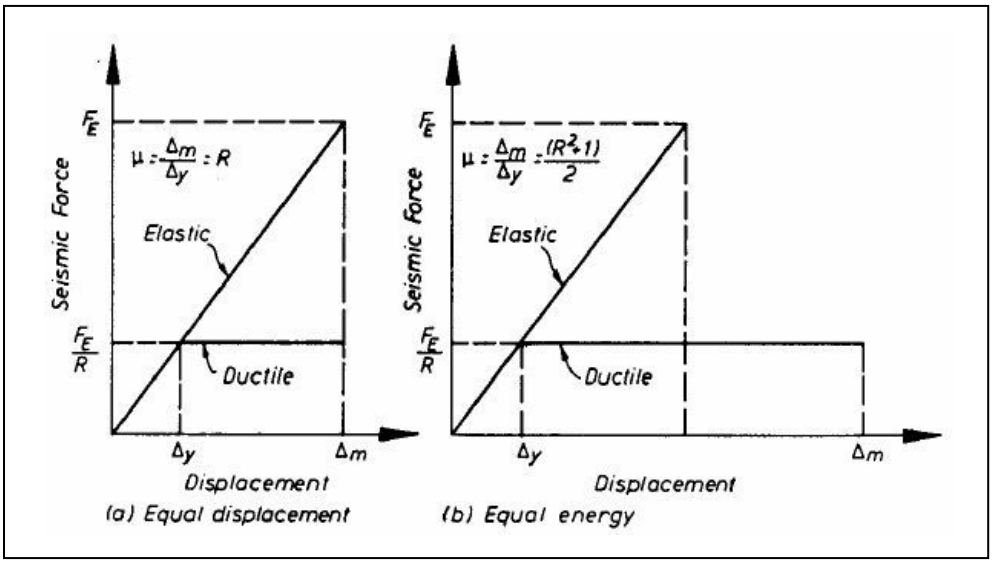


Figura 7.19. Diagrammi Forza-Spostamento per la definizione della richiesta di duttilità in funzione del periodo proprio di una struttura.

Le norme [N1] forniscono valori di riferimento per la stima della duttilità richiesta a un setto attraverso il "fattore di struttura" q:

$$q = q_0 \cdot K_W \cdot K_R$$

dove q_0 è un coefficiente che è proprio della struttura, K_W è funzione del meccanismo di collasso prevalente e K_R dipende dalle caratteristiche di regolarità dell'edificio in progetto.
Detto coefficiente di struttura dipende dal comportamento globale della struttura e, di fatto, racchiude, al suo interno, la duttilità nelle due forme sopra definite.
Nel campo di applicabilità dell' "equal displacement concept" si pone $\mu_\Delta = q$, mentre in relazione all' "equal energy concept" risulterebbe $\mu_\Delta = 1 + (q-1)\frac{T_C}{T}$.
Per il calcolo del periodo proprio in mancanza di un'analisi dinamica, si ricorda che la normativa [N1] fornisce un valore indicativo, pari a :

$$T = C \cdot H^{3/4}$$

dove H è l'altezza dell'edificio e $C = 0{,}05$ è un coefficiente suggerito dalla normativa per edifici a setti di controvento in cemento armato.
La normativa suggerisce inoltre i coefficienti necessari per la definizione degli spettri di pseudo-accelerazione in condizioni di danno sopportabile (SLD) e allo Stato Limite Ultimo (SLU). Da questi si ricavano le sollecitazioni di progetto e gli spostamenti a cui la struttura sarà sottoposta durante un sisma.
Sulla base dei dati relativi al setto oggetto dell'indagine sperimentale precedentemente condotta [G2] segue per esso la stima di duttilità necessaria, secondo normativa:

$$H = 12m \qquad \rightarrow \qquad T = C \cdot H^{3/4} \cong 0{,}35s \; < \; T_c = 0{,}5s$$

$$q = q_0 \cdot K_W \cdot K_R \quad ; \quad q_0 = 4 \quad ; \quad K_W = 1{,}1 \quad ; \quad K_R = 1$$

$$\rightarrow \qquad \mu_\Delta = 1 + (q-1) \cdot \frac{T_c}{T} = 5{,}85$$

La prova ha fornito uno spostamento in sommità a rottura $\Delta_u = 361\,mm$, contro uno spostamento al limite elastico $\Delta_y = 120\,\mathrm{mm}$, per una duttilità $\mu_\phi = \frac{361}{120} \cong 3$, quindi insufficiente a soddisfare la richiesta di normativa.

Date le dimensioni e tipologia dell'edificio, ipotizzando una collocazione in zona 1, quindi ad alta sismicità, la duttilità minima richiesta al nuovo setto risulterebbe:

$$H = 15m \qquad \rightarrow \qquad T = C \cdot H^{3/4} \cong 0,38s \; < \; T_c = 0,5s$$

$$q = q_0 \cdot K_W \cdot K_R \quad ; \quad q_0 = 4 \quad ; \quad K_W = 1,1 \quad ; \quad K_R = 1$$

$$\rightarrow \qquad \mu_\Delta = 1 + (q-1) \cdot \frac{T_c}{T} = 5,5$$

nel caso il periodo della struttura, valutato con approccio diverso, fosse maggiore di T_c, risulterebbe:

$$\mu_\Delta = 4,4$$

8. BANCO E MODALITÀ DI PROVA

Fig. 8.1. Vista del provino e banco di prova in opera.

Il setto sperimentale è stato vincolato in un banco di prova che riproduce al piede condizioni di vincolo di incastro, come avviene sui setti reali. Il setto è stato disposto in posizione verticale, diversamente da quanto adottato nella prova del 2003 [G2], per la quale il setto era stato disposto in posizione orizzontale.
Questa scelta ha reso più onerosa l'applicazione dei carichi e l'allestimento della prova, ma ha evitato che il peso proprio incidesse sulle sollecitazioni flettenti e taglianti. Come già detto nel paragrafo 7.3, il carico verticale trasmesso dagli impalcati è simulato attraverso una precompressione. Data la disposizione verticale del setto si è resa necessaria la costruzione di un secondo setto con funzione di contrasto, dimensionato appositamente per sopportare le ingenti forze orizzontali in gioco (vedi paragrafo 7.2).

Le condizioni di vincolo ad incastro al piede di entrambi i setti sono state offerte da un basamento, dimensionato per essere "infinitamente" rigido rispetto al setto di prova.

La struttura, gettata in opera, è stata realizzata sopra uno speciale banco di prova di grandi dimensioni in dotazione al Laboratorio P. Pisa, presso la Facoltà di Ingegneria dell'Università degli Studi di Brescia. Le figure 8.2.(a), (b) e (c) mostrano alcune fasi della realizzazione della struttura.

Tale banco (fig. 8.3) consiste in un cassone in calcestruzzo precompresso, interrato, estremamente rigido, di dimensioni esterne 4x4x40m; esso è accessibile all'interno e dotato di una serie di fori verticali e tasche che consentono di ancorare eventuali barre e trefoli per l'ancoraggio della struttura di prova.

Fig. 8.2.(a). Immagini di fasi di realizzazione della struttura. Disposizione delle armature longitudinali senza soluzione di continuità

Fig. 8.2.(b). Immagini di fasi di realizzazione della struttura. Particolare dell'armatura alla base del setto.

Fig. 8.2.(c). Immagini di fasi di realizzazione della struttura. Getto del l'ultimo tratto del setto in sommità.

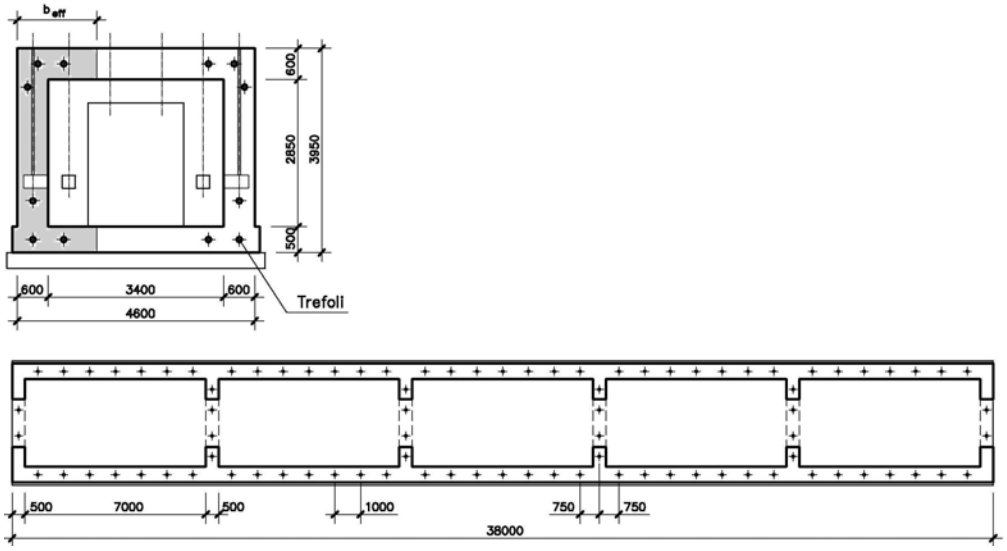


Fig. 8.3. Sezioni trasversale e longitudinale del banco prove in dotazione al Laboratorio P. Pisa, presso l'Università degli studi di Brescia [G2].

In particolare la struttura dei due setti di prova è stata ancorata al banco tramite sette cavi verticali che attraversano il banco interrato e si ancorano nelle apposite tasche in profondità, realizzati con sette trefoli non aderenti, ognuno dei quali sostiene una trazione di 105 tonnellate. Il sistema di sette tiranti, rappresentato in figura 8.4, conferisce alla struttura dei due setti la stabilità necessaria contro il ribaltamento fuori piano e vincola saldamente il basamento al banco. Ulteriori dodici tiranti, quattro dei quali orizzontali e localizzati nel basamento, e otto verticali nel setto di contrasto, completano la precompressione della struttura, evitano la fessurazione sia del setto di contrasto e sia del basamento durante la prova e sono stati dimensionati per offrire una resistenza e una rigidezza molto superiori a quelle del setto di prova.

Nella figura 8.4 viene indicata anche la disposizione dei setti di prova e di contrasto ed il loro collegamento al banco tramite il basamento, e nella figure 8.5 e 8.6 sono mostrati un particolare dell'ancoraggio dei trefoli e una visione di insieme della struttura di prova.

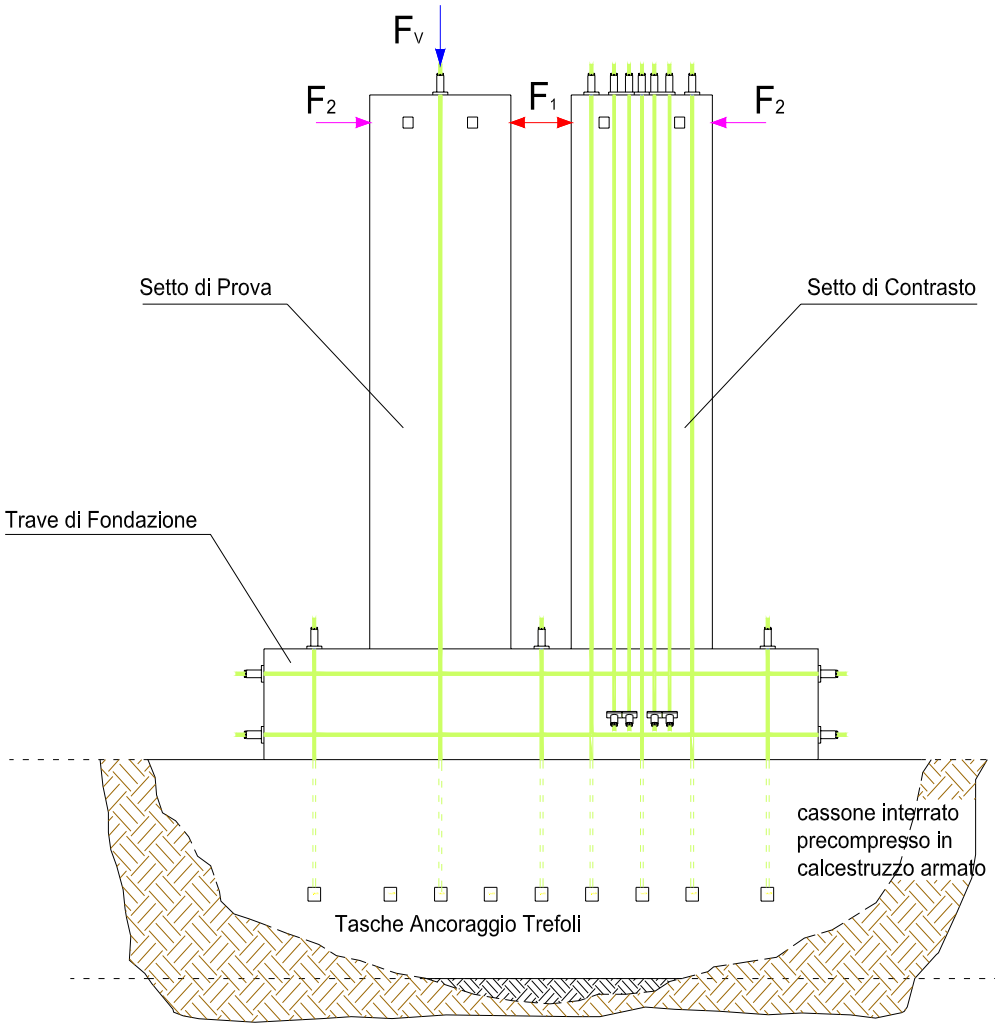


Fig. 8.4. Complesso del banco di prova con sistema di tiranti per l'ancoraggio alla piattaforma interrata e la pretensione degli elementi strutturali.

Fig. 8.5. particolare ancoraggio trefoli al basamento

Fig. 8.6. Visione di insieme del banco di prova.

Il tirante longitudinale del setto di prova che riproduce la forza verticale di progetto, risultante del peso delle masse di competenza ipotizzate ai vari piani, è realizzato con sei trefoli da 0,6" ai quali è stato applicato una pretensione pari a 115 kN a trefolo, per un'azione verticale totale F_v, pari a 700 kN.

Nelle figure 8.7 sono indicate schematicamente le deformazioni dei due setti durante la prova.

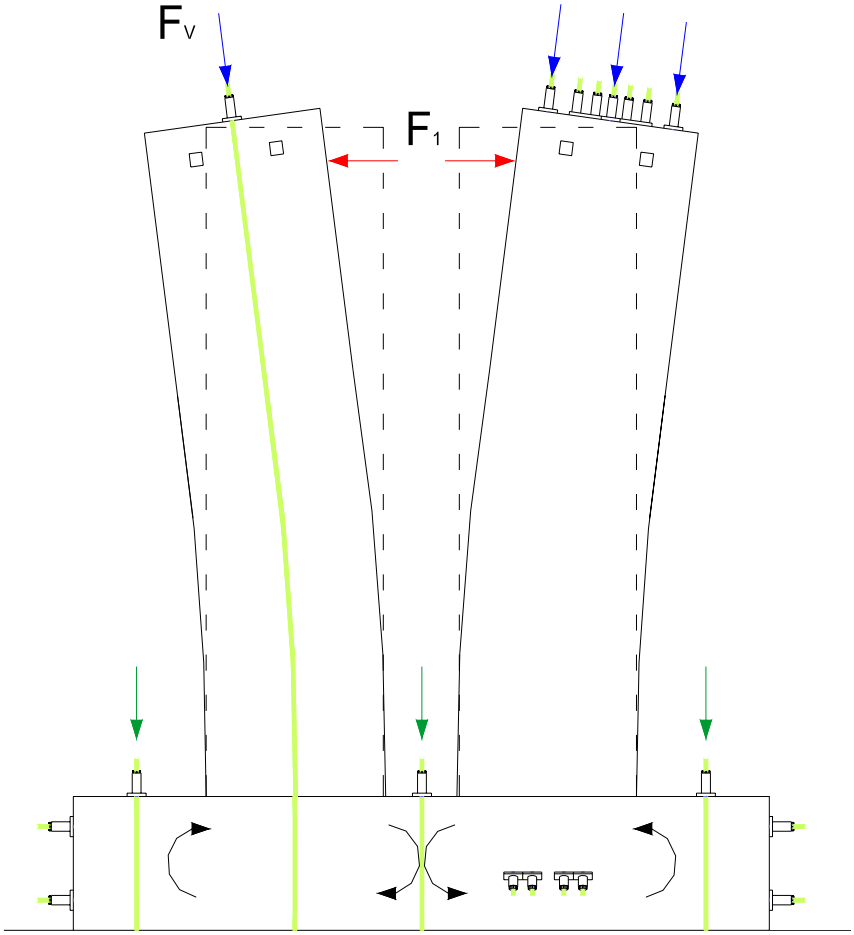


Fig. 8.7.(a). Schemi statici per la struttura durante le fasi di prova: caso di spinta dal setto di contrasto.

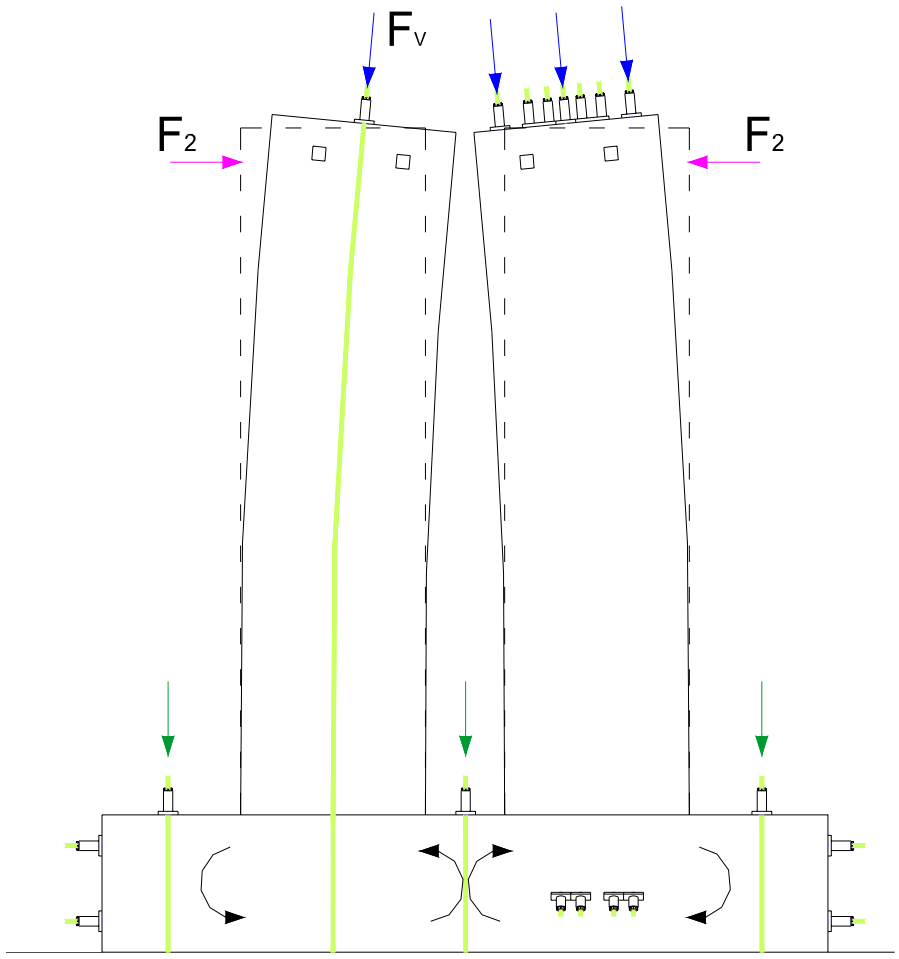


Fig. 8.7.(b). Schemi statici per la struttura durante le fasi di prova: caso di spinta verso il setto di contrasto.

Le principali misure dell'intera struttura sono indicate in fig. 8.8. Le quinte di controvento misurano 10m di altezza, 2,8 m di lunghezza e 0,3 m di spessore. Per l'armatura si rimanda al paragrafo 7.3 e per maggiori dettagli costruttivi all'Appendice B.

La snellezza dei setti, la preoccupazione di cedimenti fuori piano durante la prova e la necessità di garantire la sicurezza della struttura durante tutta la durata della prova, ha reso particolarmente importante lo studio del sistema di controvento. Tale sistema è stato dimensionato per sopportare le azioni del vento, del sisma, della inclinazione per danneggiamento e di una componente accidentale, trasversale al setto, del carico applicato. Si è considerata anche l'eventualità di un forte danneggiamento alla base del setto di prova e con l'ipotesi cautelativa di totale annullamento del momento di incastro al piede.

È stato necessario studiare il sistema di controvento in modo tale da evitare interferenze con la prova ed in particolare per non introdurre resistenze parassite al libero movimento nel suo piano del setto di prova. Il sistema di controvento è stato realizzato con elementi metallici aggiuntivi. Per evitare interferenze tra elementi di controvento e setto di prova, in sommità ai due setti è stata disposta la guida "a" (vedi fig. 8.9) costituita da due profilati che, solidarizzata al setto di contrasto, consente al setto di prova i soli movimenti nel piano della giuda stessa.

La guida, realizzata con elementi di acciaio (IPE 240), è fissata al setto di contrasto tramite 4 tiranti passanti, con opportuni distanziatori per da garantire che il sistema di sicurezza sia distanziato dal setto di prova di 2 cm (vedi fig. 8.8 e 8.9); essa è utilizzata anche come contrasto nel sistema di carico (vedi paragrafo 8.1). Durante la prova non si è mai verificato contatto tra setto e guida, pertanto le azioni applicate al setto non sono mai state influenzate dall'attrito tra giuda e setto. Eventuali sbandamenti del setto di prova avrebbero sollecitato le due guide, che sono state dimensionate per sopportare un carico trasversale pari a 1/10 del carico massimo trasmesso al setto durante i cicli di prova.

La resistenza a torsione del setto di contrasto, fortemente precompresso, sarebbe stata sufficiente per trasferire fino al suo piede le sollecitazioni parassite dovute ad eventuali sbandamenti fuori piano del setto di prova.

Per evitare la flessione di entrambi i setti e deformazioni fuori piano, il setto di contrasto è stato dotato dell'elemento di controvento diagonale (**b)** (fig. 8.9) dimensionato per contrastare carichi orizzontali pari al 20% del peso dei due setti.

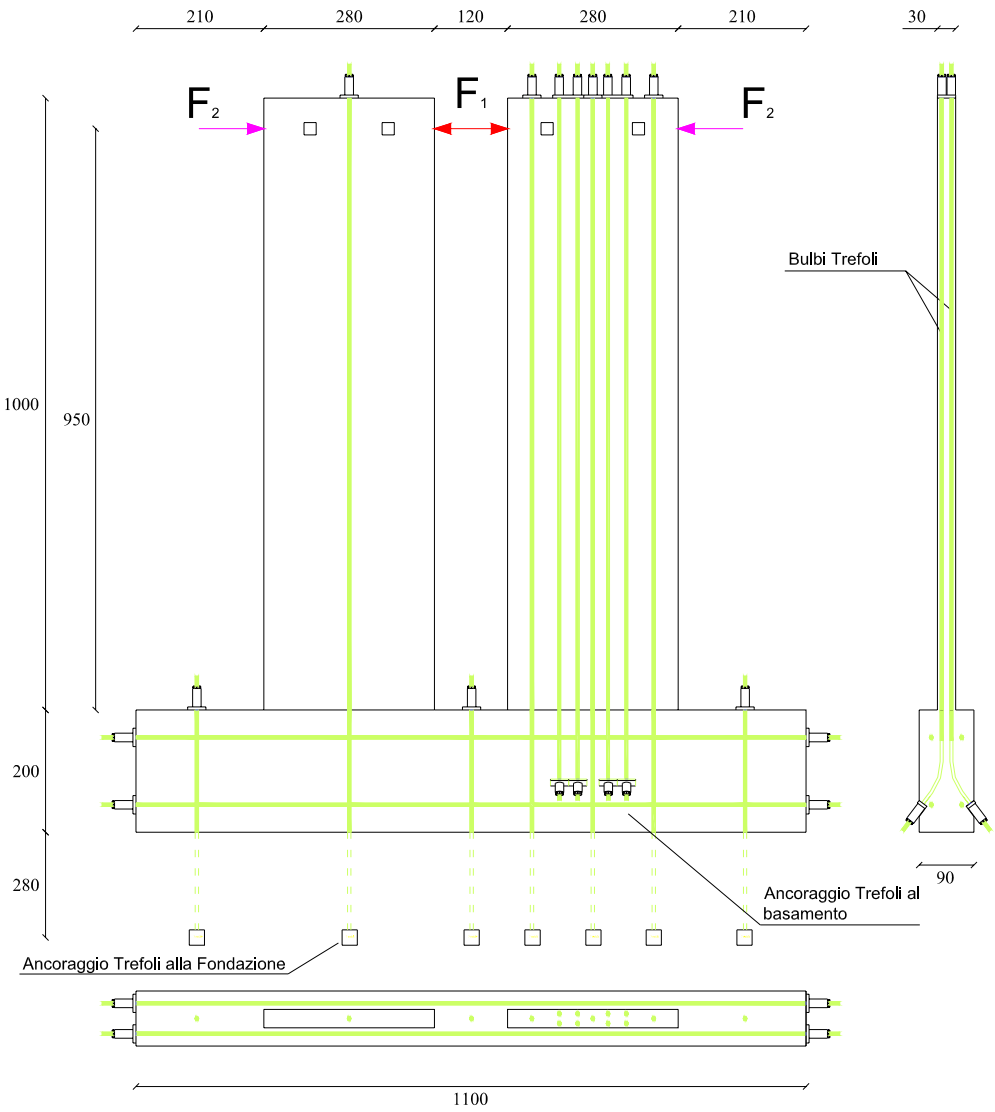


Fig. 8.8. Dimensioni del banco e del setto di prova.

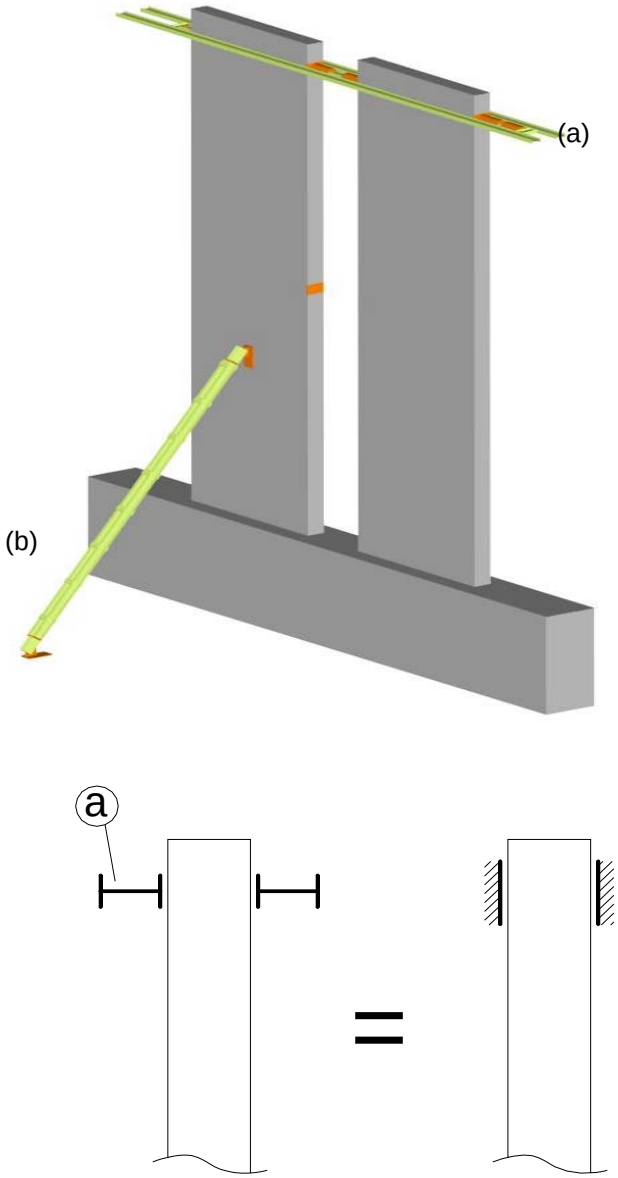


Fig. 8.9. Rappresentazione prospettica del banco di prova e del sistema di controvento trasversale e particolare della guida di controvento “a”.

8.1 Sistema di carico

La sollecitazione orizzontale è applicata al setto ad una quota di 9,5 m sopra la sezione di innesto nel basamento.
La forza, alternata nel verso, è generata da martinetti idraulici, capaci di attuare una spinta massima di 650kN. Il carico è stato applicato utilizzando due martinetti in serie per garantire una corsa sufficiente (pari ad almeno 50 cm) con la possibilità di rimuovere un martinetto quando le grandi deformazioni del setto di prova avessero ridotto lo spazio disponibile tra i due setti o tra setto e traversa metallica di contrasto.
Per la fase di spinta, che allontana il setto di prova dal contrasto, i martinetti applicano la spinta direttamente sulle due pareti, poggiando su una piastra d'acciaio annegata nel getto per distribuire gli sforzi su un'area di calcestruzzo sufficiente ad evitare lo schiacciamento locale del materiale.

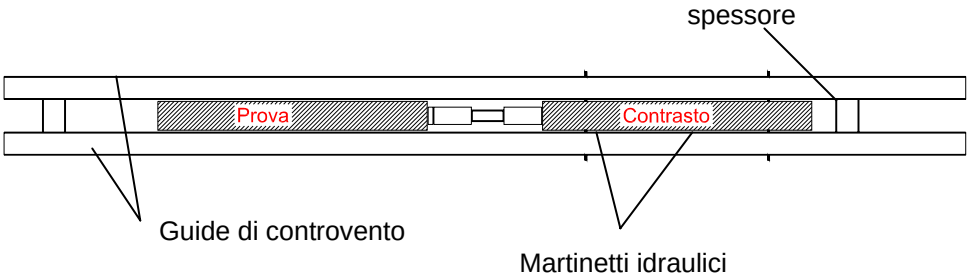


Fig. 8.10. Schema di spinta dei martinetti tra le due pareti.

Fig. 8.11.(a). Posizione dei martinetti in opera tra i due muri vista da sotto.

Fig. 8.11.(b). Posizione dei martinetti in opera tra i due muri vista dal lato.

Nella fase di spinta contraria i martinetti applicano la spinta alle due pareti sfruttando il contrasto offerto dalla stessa guida di controvento (a) (fig. 8.9.) con le traverse di estremità (fig. 8.12.).
Dato la variabilità dell'angolo di incidenza dell'asse di spinta dei martinetti rispetto alla superficie delle pareti dovuta alle grandi deformazioni del setto, viene inserito uno snodo sferico tra la testa del martinetto e la superficie di appoggio sulla parete.

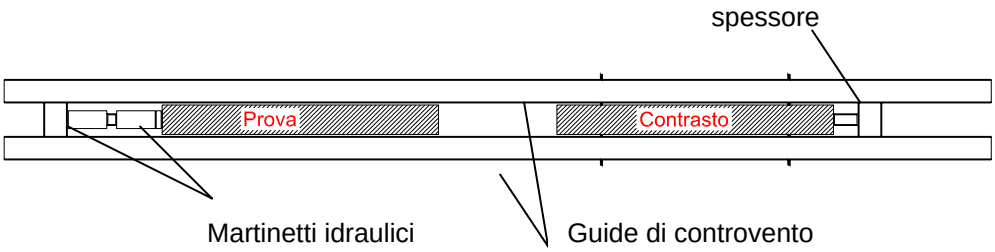


Fig. 8.12.(a). Posizione dei martinetti in opera all'esterno delle pareti vista da sotto.

Fig. 8.12.(b). Posizione dei martinetti in opera all'esterno delle pareti vista dal lato.

8.2 Strumentazione

La strumentazione è stata disposta sul setto di prova con particolare attenzione al tratto di formazione della cerniera plastica. In particolare sono stati disposti strumenti meccanici e potenziometrici per cogliere le seguenti misure:

lo spostamento orizzontale della sommità del setto rispetto al basamento,

l'intensità della forza applicata dai martinetti idraulici,

la curvatura delle sezioni nella zona critica (cerniera plastica),

lo scorrimento orizzontale tra setto e basamento,

la deformazione a taglio del setto nella zona della cerniera plastica.

Tali grandezze permettono di caratterizzare i meccanismi di deformazione e collasso per la struttura, le caratteristiche di duttilità e resistenza.

8.2.1 Spostamento orizzontale della sommità del setto

La misura di tale grandezza è fondamentale per la valutazione della duttilità in termini di spostamento (vedi Capitolo 5). La sua misura si scontra con la difficoltà di trovare un sistema di riferimento “assoluto”. Non essendo presenti strutture fisse e vicine che potessero costituire il sistema di riferimento, è stato disposto un sistema a filo a piombo appeso alla sommità del setto di prova. La misura è stata effettuata su un’asta graduata disposta sul basamento (fig. 8.13.) Le difficoltà di lettura dovute alle oscillazioni del piombo, anche causate dal vento, sono state risolte immergendo la massa in una vasca d’acqua in grado di smorzare rapidamente ogni oscillazione. È stata poi eseguita anche una misura ottica con teodolite per un controllo di queste misure importanti.

Fig. 8.13. Filo a piombo e stadia graduata per la misura dello spostamento in sommità del setto di prova.

8.2.2 Misura della forza applicata ai martinetti.

La forza applicata ai martinetti è stata misurata in modo indiretto, tramite il controllo della pressione dell'olio del circuito di carico.
Tale misura, espressa in bar, consente di ricavare la spinta F offerta dai martinetti attraverso la costante del martinetto

$$F = P_m \cdot A_m = P_m \cdot 1,2 \ [KN] \qquad (8.1)$$

dove P_m è la pressione del circuito idraulico espressa in Bar, e A_m l'area del pistone del martinetto.
I martinetti in serie sono collegati allo stesso circuito idraulico e pertanto producono la medesima spinta F.

8.2.3 Curvatura del tronco di setto nel tratto della cerniera plastica.

La misura della curvatura media delle sezioni della zona critica è stata ottenuta controllando l'allungamento delle fibre di estremità della porzione di base del setto su tre basi di misura: 30 cm, 100 cm e 200 cm (vedi fig. 8.14).
La valutazione delle curvature è ottenuta misurando gli spostamenti relativi tra il punto 0 (0') alla base del setto e quelli verticali nelle sezioni A (A') e C (C') rispettivamente alla quota pari a $l_A = 30cm$ e $l_C = 200cm$.
La curvatura così valutata risulta:

$$\phi_A = \frac{(v_A - v_{A'})}{L_w \cdot l_A}$$

$$\phi_C = \frac{(v_C - v_{C'})}{L_w \cdot l_C} \qquad (8.2)$$

La misura tra gli spostamenti delle sezioni B ed A fornisce le curvature del tronco di lunghezza $l_B = 130cm - 30cm = 100cm$. Si ottiene quindi:

$$\phi_B = \frac{(v_B - v_A) - (v_{B'} - v_{A'})}{L_w \cdot l_B} \tag{8.3}$$

Occorre osservare che queste curvature sono definite in tronchi di setto che contengono più fessure. In accordo con quanto discusso nel Capitolo 2 si tratta di curvature medie. Il metodo di misura delle curvature merita alcune osservazioni. In primo luogo, come è stato sottolineato e discusso al Capitolo 2, in presenza di fessure discrete il concetto di sezione piana deve essere rimosso. Ciò a maggior ragione quando la fessurazione è inclinata per effetto del taglio. La misura così effettuata sul calcestruzzo tra le fessure risente in via di principio delle deformazioni di scorrimento del calcestruzzo compreso tra le fessure stesse. Occorre però riconoscere che questo fenomeno significativo nel campo delle piccole curvature, diventa trascurabile nel campo delle grandi deformazioni plastiche.
Le valutazioni delle curvature su tre basi diverse sono state eseguite al fine di cogliere oltre alla rotazione della cerniera plastica, anche quella dovuta alla fessura orizzontale anomala [G2] che nasce alla base del setto. Inoltre si è ritenuto opportuno disporre di più misure nel tratto di setto dove si sviluppa la cerniera plastica per indagare con maggior efficacia l'effetto del gradiente del momento sollecitante e il ruolo dell'aderenza (vedi cap. 2) sulle deformazioni nella cerniera plastica.
Una complicazione alla misura è data dal danneggiamento del calcestruzzo nei cicli delle grandi deformazioni inelastiche nei quali il danneggiamento del calcestruzzo, o la presenza di fessure molto aperte in prossimità della base di lettura, possono causare il distacco degli strumenti o pregiudicare la attendibilità delle misure. Anche per questa ragione si è ritenuto opportuno ricorrere alle tre sezioni sopra descritte.

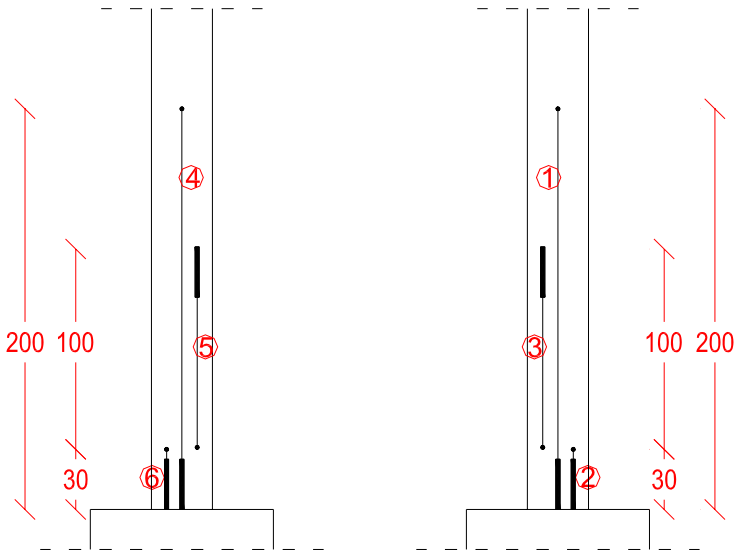


Fig. 8.14.(a) Schema di posizionamento degli strumenti 1,2,3,4,5 e 6 per la misura della curvatura nella zona critica e relative basi di misura in cm.

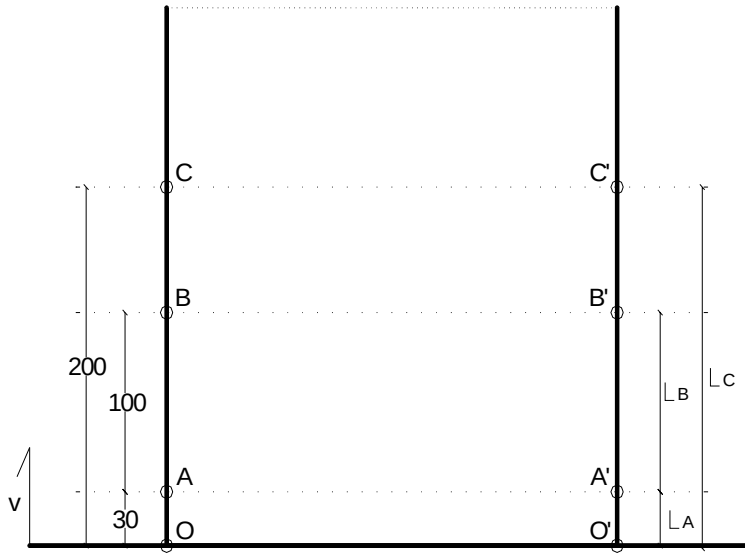


Fig. 8.14.(b) Schema delle sezioni adottate per il calcolo della curvatura sperimentale. Distanze in centimetri.

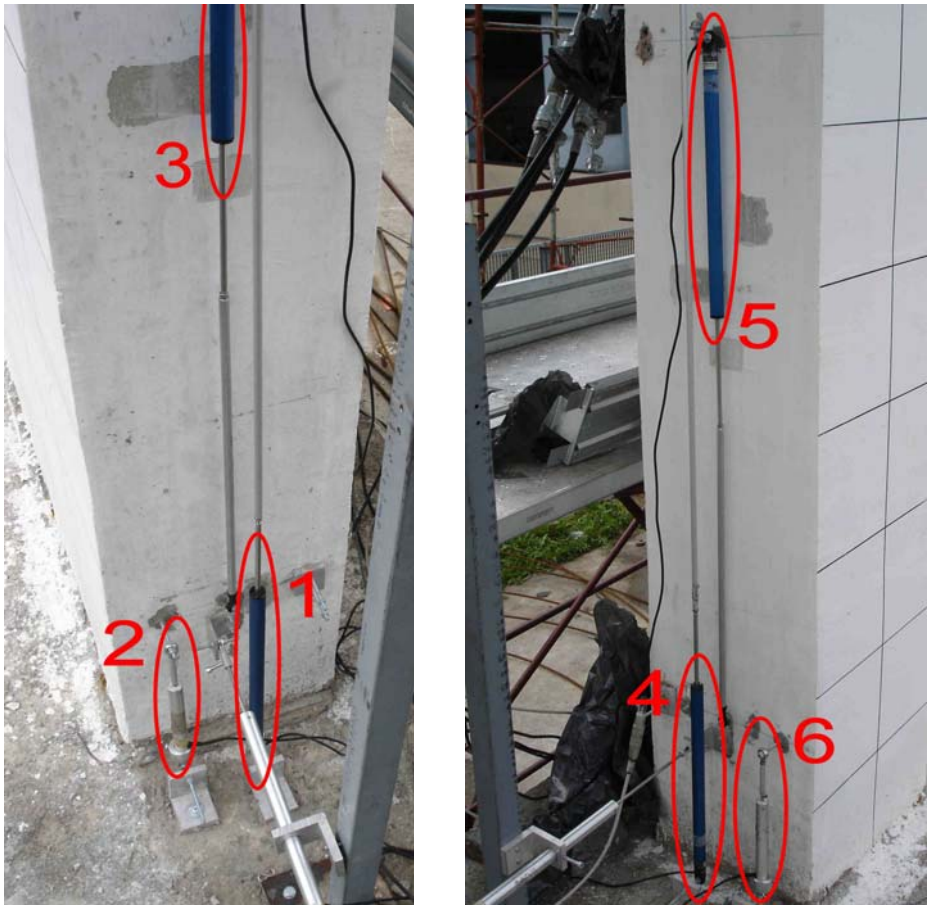


Fig. 8.15. Strumenti 1,2,3,4,5 e 6 in opera.

8.2.4 Scorrimento alla base del setto

La misura dello scorrimento alla base del setto si propone di controllare lo scorrimento relativo tra il setto e il basamento lungo la sezione interessata dalla fessura anomala orizzontale all'altezza del basamento. Sono stati disposti due strumenti (strumenti 7 e 10, fig. 8.16) in grado di cogliere lo spostamento relativo tra

setto e basamento ad una quota di 30cm, con la possibilità di aggiungere ulteriori strumenti a quote fino ad 1m, qualora si evidenziasse lo spostamento del fenomeno sopra la sezione di misura.

8.2.5 Deformazione a taglio nella zona critica

Di rilievo ai fini della prova è anche la stima della deformazione a taglio nella zona critica, plasticizzata.
Infatti le ampie fessure generate dalla flessione e il danneggiamento del calcestruzzo riducono la rigidezza a taglio della porzione critica del setto.
Per ottenere la misura di una deformazione angolare media γ_{media} è necessario misurare gli spostamenti relativi del rettangolo indicato in figura 8.16.

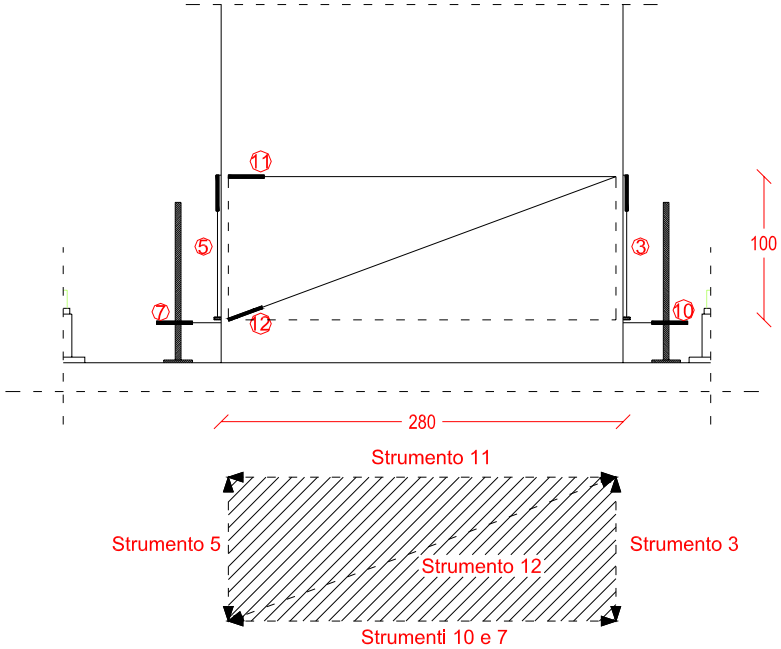


Fig. 8.16. Basi di misura e strumenti per la misura della deformazione a taglio della zona critica del setto

Le misure degli strumenti 3,5,11,12,7 e 10 consentono di ridisegnare per ogni passo di carico il parallelogramma deformato attraverso la definizione, con semplici trilaterazioni, dei suoi vertici A,B,D ed E (vedi fig. 8.17).
In particolare gli strumenti 3 e 5 già finalizzati alla misura della curvatura delle sezioni di base forniscono la misura dell'estensione dei lati verticali del parallelogramma, gli strumenti 7 e 10 già finalizzati alla misura dello scorrimento misurano per differenza la deformazione del lato di base, e due strumenti misurano la deformazione di una diagonale e lato superiore.
La deformazione a taglio è ricavata dalla deformazione di tale parallelogramma depurata della componente di deformazione per flessione e dalla espansione delle sezioni della parete dovute alla formazione di fessure inclinate.
Depurata l'espansione delle sezioni, misurata con gli strumenti orizzontali, la deformazione angolare può essere scritta:

$$\gamma_{media} = \theta_{(M+V)} - \theta_M$$

dove $\begin{cases} \theta_{(M+V)} \\ \theta_M \end{cases}$ Rotazione della sezione media dovuta a momento e taglio

Rotazione della sezione media dovuta al solo momento

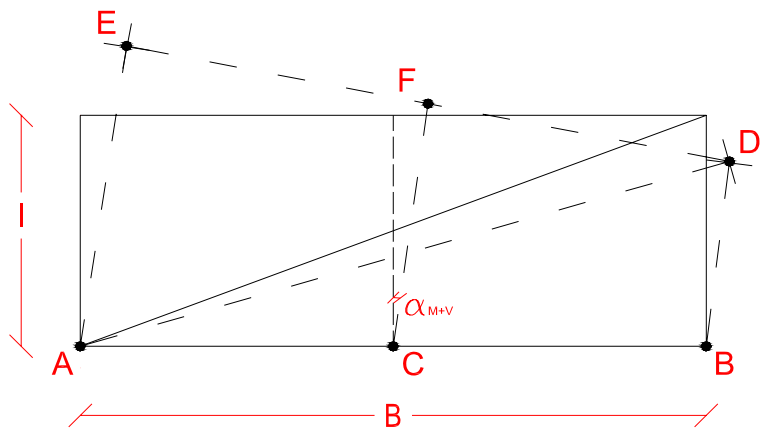


Fig. 8.17. Schema di deformazione del pannello per l'azione combinata di momento flettente e taglio

La quantità $\theta_{(M+V)}$ è l'angolo formato fra la congiungente i punti medi dei lati orizzontali nella condizione deformata rispetto a quella indeformata e si ricava graficamente dalle letture sugli strumenti.
La quantità θ_M è invece l'angolo di rotazione della sezione mediana dovuto alla sola deformazione per flessione e risulta:

$$\theta_M \cong \frac{\Delta(AE)+\Delta(BD)}{2\cdot(AB)}$$

Essendo $\Delta\left(AE\right)$ e $\Delta\left(BD\right)$ gli allungamenti dei segmenti AE e BD, mentre AB è la lunghezza del segmento AB considerata costante nella valutazione di α_M .

La strumentazione messa in opera consente di registrare, con le approssimazioni discusse, le curve Momento-Curvatura nella cerniera plastica, Forza-Spostamento in sommità, Forza-Scorrimento alla base e Taglio-Deformazione angolare nella cerniera plastica. In figura 8.18 è riportata la vista frontale della zona critica strumentata.

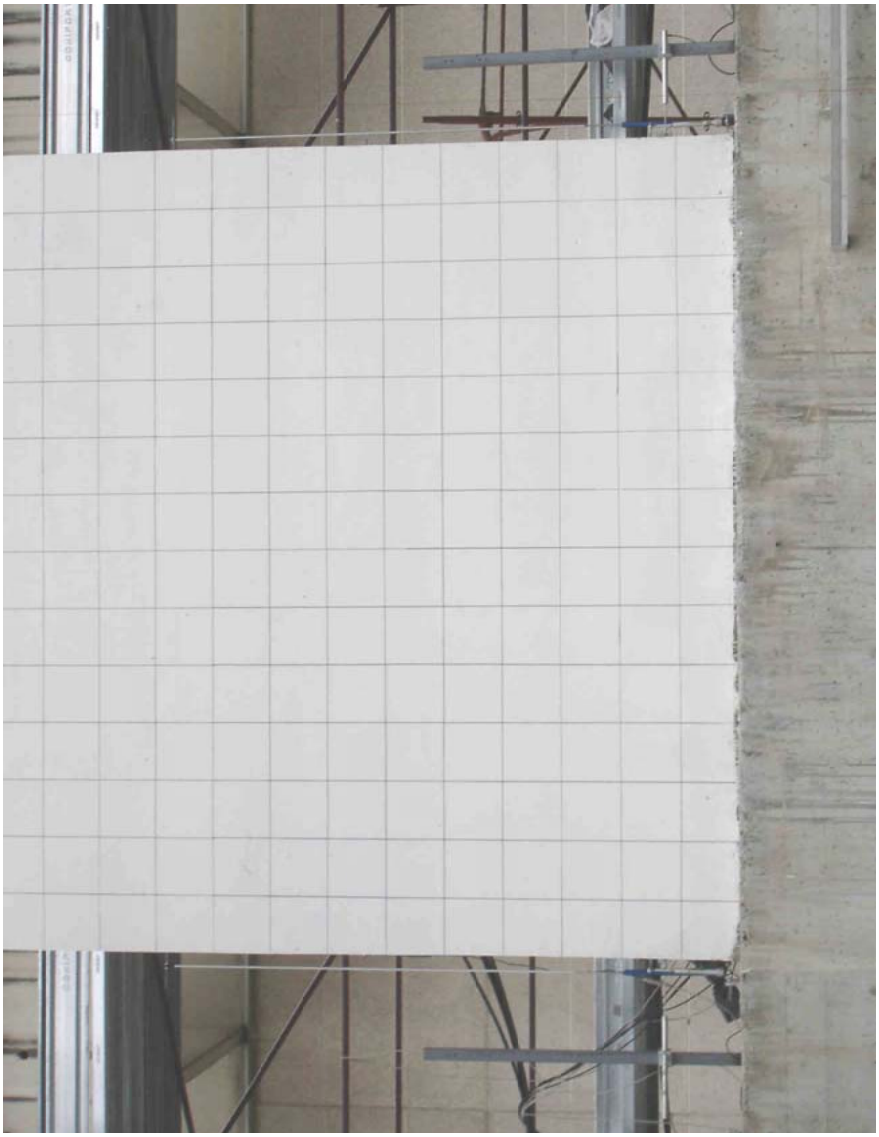


Fig. 8.18. Vista della zona critica, con evidenza della strumentazione ai due lati, stadia per lo spostamento in sommità e griglia per facilitare la lettura del quadro fessurativo e dei meccanismi di deformazione della zona critica.

8.3 Modalità di prova

La storia di carico è stata definita non solo facendo riferimento agli obiettivi del lavoro che riguardano la misura della duttilità dei setti, ma anche alle esigenze di definire il comportamento nella fase evolutiva ed in particolare al limite elastico.
È stata adottata una storia di carico ciclico alternato ad ampiezza crescente, a controllo di spostamento, facendo affidamento sul principio usualmente accettato che la curva inviluppo sia significativa anche per carichi crescenti monotonicamente e non risenta apprezzabilmente dei carichi accumulati. I primi due cicli (figura 9.1) riguardano la messa a punto della strumentazione col setto al primo stadio non fessurato ed hanno consentito di misurare indirettamente il modulo elastico del calcestruzzo $E_c = 28300 MPa$.

La seconda serie di cicli (dal 3 al 9) è stata effettuata per indagare il passaggio dal primo al secondo stadio e fino al limite elastico. Tali cicli, a spostamento simmetrico, sono stati eseguiti a controllo di spostamento con passi crescenti di mezzo centimetro ad ogni ciclo. In figura 9.2 e 9.3 sono riportati il ciclo IX e X.
I cicli (10-12-13-14 e 15) riguardano il terzo stadio. Anche in questo caso si sono imposti cicli di spostamento simmetrici crescenti dal valore di spostamento corrispondente a duttilità pari a 1 al valore di spostamento corrispondente alla duttilità massima. In figura 9.4 e 9.5 sono riportati il ciclo XIV e XV.
La velocità di “carico” è stata definita adottando il criterio dell’assestamento della deformazione a carico costante. In fig. 8.32 è riportato il diagramma dello spostamento (in ordinata) in funzione del tempo per diversi passi di forza applicata, nel decimo ciclo di carico. Il fenomeno di deformazione si considera arrestato quando la velocità iniziale dello spostamento, α_i, all’applicazione del carico si riduce al valore α_f pari a circa 1/10 di α_i. Dalla figura si evince la velocità di carico che è stata adottata per la prova, pari a circa 4 cm/h. Tale velocità, tarata nel primo tratto non lineare della curva di risposta, è stata imposta anche nel tratto a comportamento plastico.

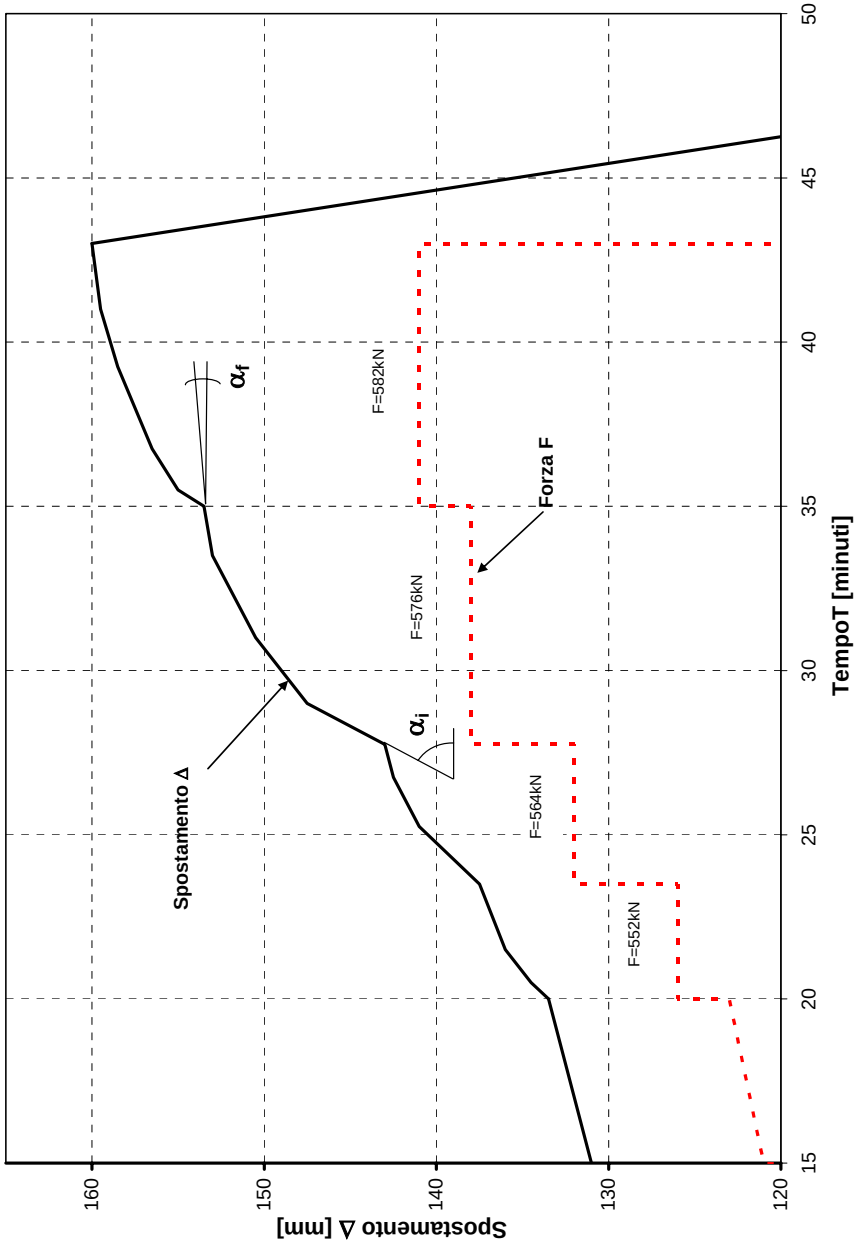


Fig. 8.21. Esempio di controllo dell'assestamento della deformazione a carico costante per il 13° ciclo di carico.

9. RISULTATI SPERIMENTALI

Il comportamento sperimentale del setto d'indagine viene discusso con particolare riferimento alle curve "Forza-Spostamento" e "Momento-Curvatura" per i 15 cicli di carico, scarico e inversione del carico descritti nel paragrafo precedente. Vengono poi mostrati i risultati della misura dello scorrimento lungo la fessura "anomala" (vedi paragrafi 2.4 e 8.2.4) che si forma alla base del setto all'imposta della fondazione. Vengono infine riportati per confronto gli spostamenti e le curvature teoriche (paragrafo 7.4) allo stato limite ultimo e al limite elastico. L'illustrazione e il commento dei risultati riguardano le curve dei cicli più significativi.

9.1 Curve sperimentali Forza-Spostamento

I primi due cicli Forza-Spostamento del primo stadio non fessurato sono riportati nella figura 9.1.

Come già anticipato, questi cicli, oltre ad aver consentito la messa a punto del sistema di misura, hanno permesso di ricavare indirettamente il modulo elastico del calcestruzzo (E_c= 28300 MPa) alla prima applicazione del carico. In figura 9.1 sono indicati con i numeri I e II i rami del primo e del secondo ciclo rispettivamente. Per un confronto è riportata anche la curva teorica (ramo A) del primo stadio, per la quale è stato assunto il modulo elastico sperimentale sopra indicato.

La retta B rappresenta il ramo del secondo stadio assumendo il carico teorico di prima fessurazione pari a 220 kN. Tale valore è corrispondente ad una resistenza a trazione del calcestruzzo pari a 4.1 MPa ricavata dalla resistenza a compressione f_c secondo la relazione 7.6. La misura diretta della resistenza a trazione non è stata effettuata in quanto l'interesse per il passaggio dal primo al secondo stadio non rientra tra gli scopi del presente lavoro. La retta B del secondo stadio è ricavata collegando i punti corrispondenti alla prima fessurazione e al primo snervamento teorici, questo ultimo ottenuto facendo riferimento per il calcestruzzo, ad una

resistenza nulla a trazione e a un modulo elastico pari a quello adottato nel primo stadio.
Si nota che già nel secondo ciclo si manifesta una sia pur modesta isteresi dovuta alle microfessurazioni che anticipano il passaggio al secondo stadio.

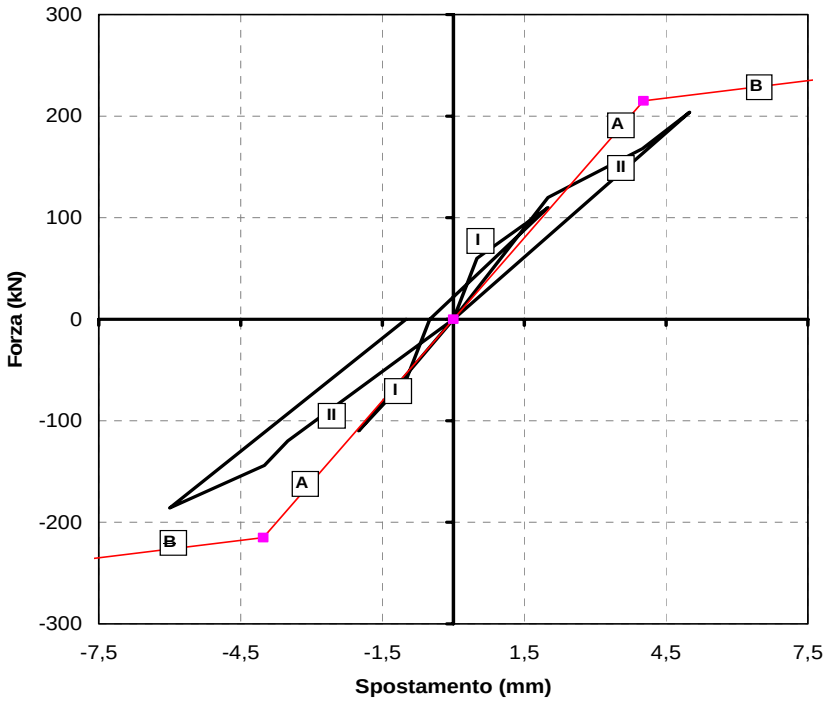


Fig. 9.1. Diagramma Forza-Spostamento per i cicli I e II nel primo stadio non fessurato.

I sei cicli a spostamento crescente che portano al raggiungimento del primo snervamento della struttura sono mostrati in figura 9.2. Si osserva che cicli successivi evidenziano un graduale degrado della rigidezza della struttura. L'ultimo ciclo ha un andamento quasi lineare, con pendenza molto prossima a quella secante a snervamento. Si nota in ogni ciclo la tendenza della curva ad intersecare la curva del ciclo precedente in corrispondenza del suo picco e pertanto non appare deriva significativa dello spostamento a parità di carico. L'incremento di spostamento oltre il valore raggiunto nel ciclo precedente, corrispondente ad un

modesto incremento di carico, in gran parte è legato alla nascita di nuove fessure lungo la parete, come riscontrato durante la prova. In figura 9.3 è riportato lo stato fessurativo della zona critica in corrispondenza del picco positivo dei cicli dal IV al VII.

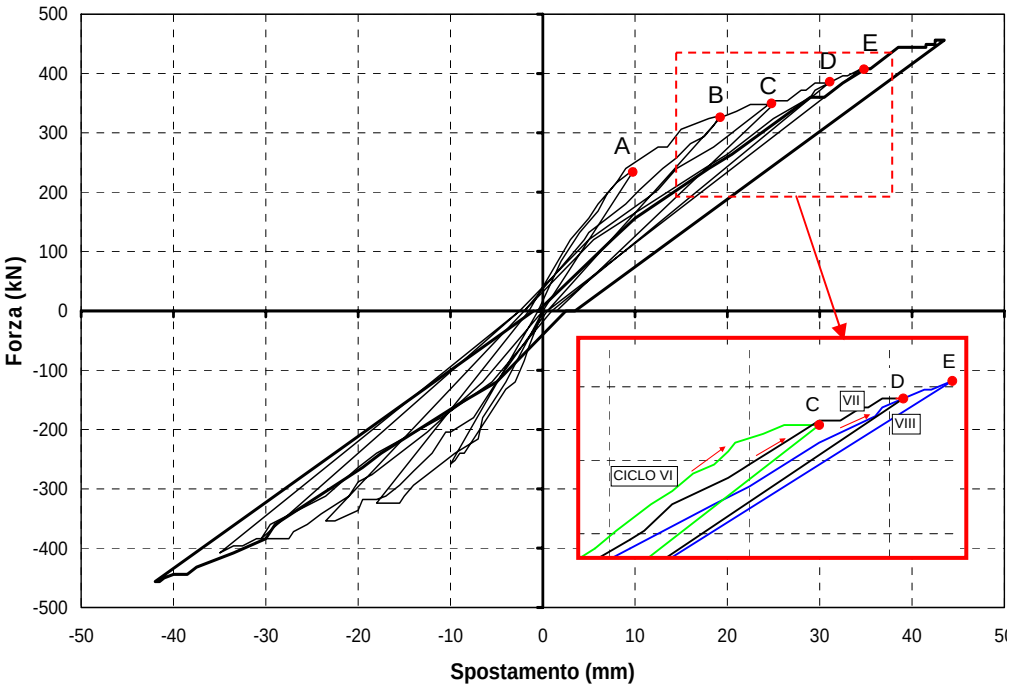


Fig. 9.2. Diagramma Forza-Spostamento per i cicli dall' I al IX, in campo elastico.

Il comportamento del setto in campo elastico, nel secondo stadio, suggerisce alcune osservazioni utili alla valutazione dello spostamento al limite elastico, indispensabile per la definizione della duttilità del setto. L'assenza di una significativa deriva dello spostamento a parità di carico (vedi figura 9.2) lascia presumere che lo spostamento nel secondo stadio avanzato e appena prima lo snervamento sia quasi indipendente dalla storia di carico. La pendenza iniziale del ciclo invece dipende dalla storia di carico e in particolare dal numero e dall'ampiezza dei cicli applicati.

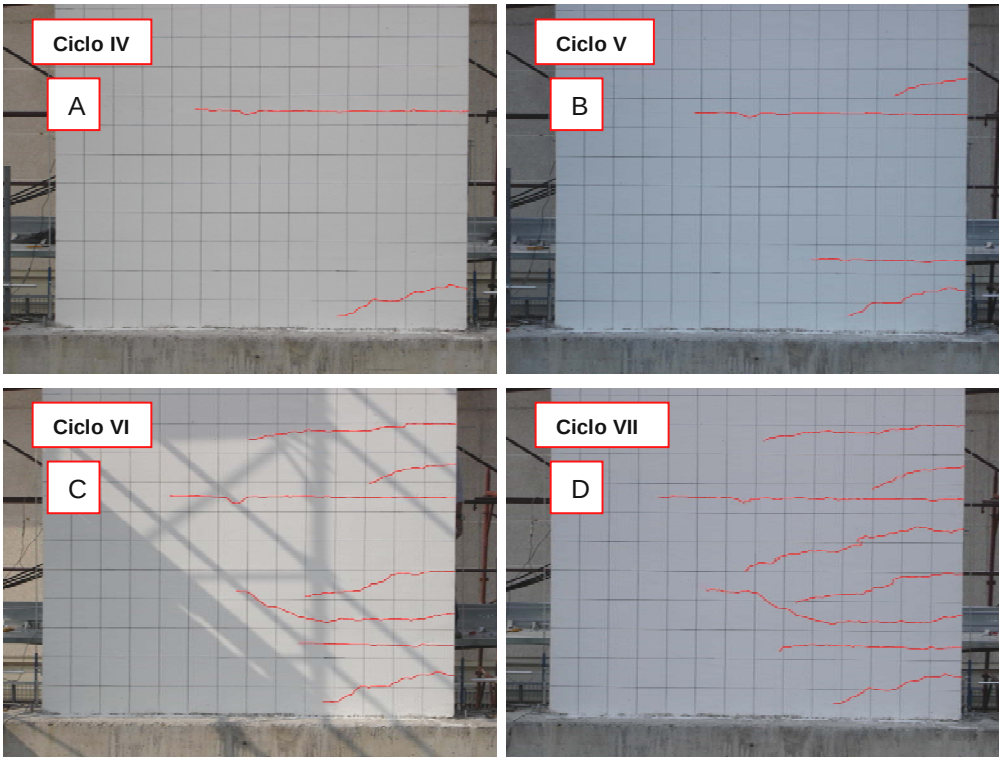


Fig. 9.3. Stato fessurativo nella zona critica in corrispondenza del picco positivo dei cicli dal IV al VII evidenziati in figura 9.2.

Le figure 9.4 e 9.5 forniscono le curve Forza-Spostamento dei cicli IX e X. Si nota che i rami di questi cicli sono quasi rettilinei e l'isteresi è ancora molto modesta. La scala per lo spostamento in queste figure è molto più piccola di quelle delle figure precedenti (fig. 9.1 e 9.2).

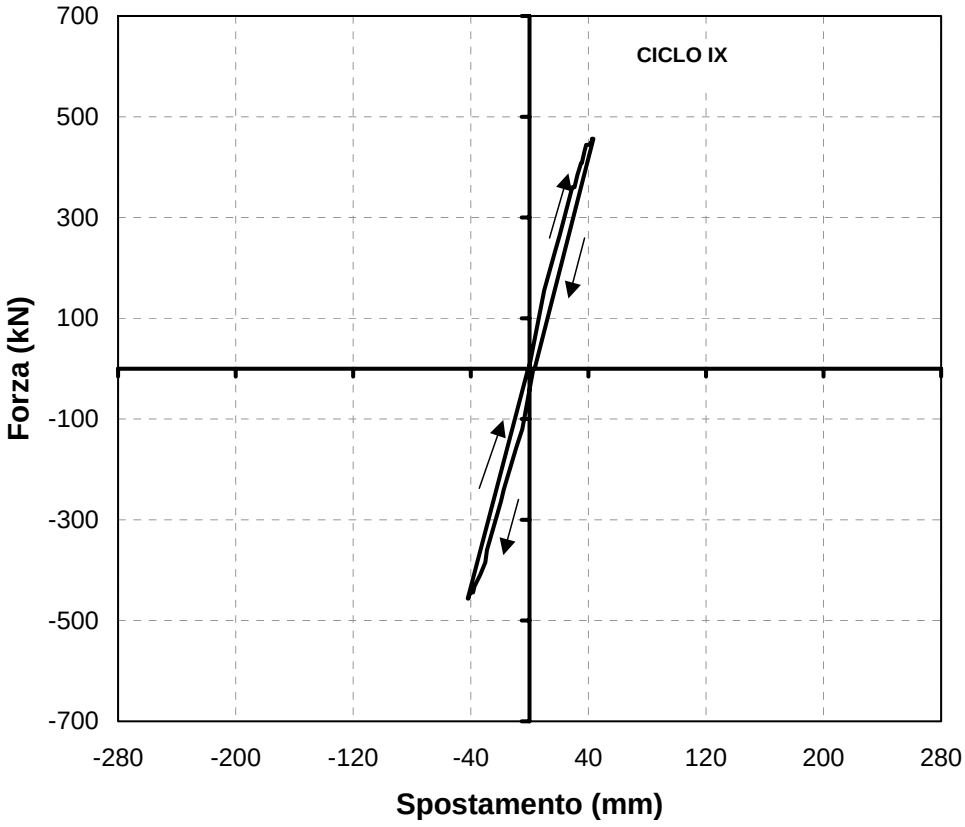


Fig. 9.4. Diagramma Forza-Spostamento per il ciclo IX al limite elastico.

Il ciclo X segna il passaggio alle deformazioni inelastiche dell'acciaio (inizio terzo stadio). Infatti si osserva che il ciclo X presenta alla conclusione uno spostamento residuo pari a 1cm, mentre alla conclusione del ciclo precedente (ciclo IX) lo spostamento residuo era molto modesto (circa 3 mm); per il ciclo IX e precedenti tale spostamento si riduceva praticamente a un valore nullo dopo un'attesa di qualche ora. Questi ultimi valori sono solo indicativi in quanto piccoli e dell'ordine di grandezza delle tolleranze del sistema di misura (vedi paragrafo 8.2.1).
Accanto alle curve dei cicli è indicato il ramo crescente e decrescente.

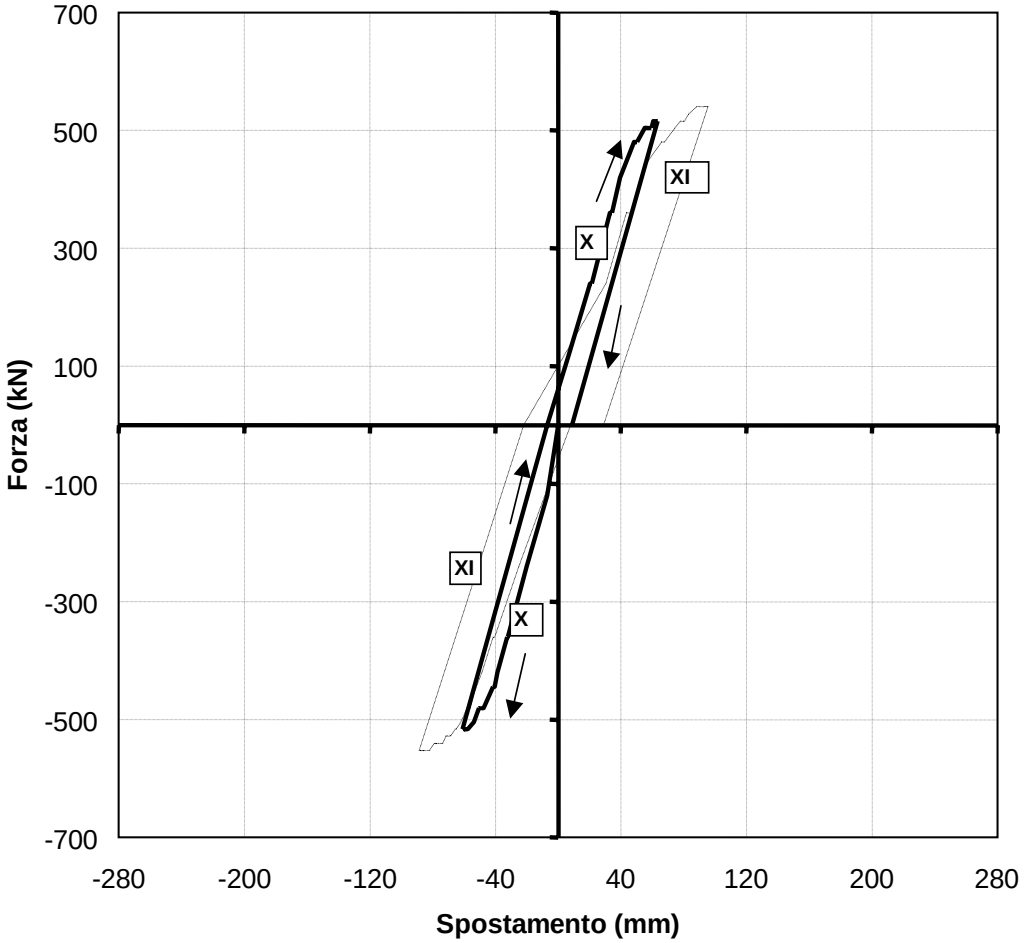


Fig. 9.5. Diagramma Forza-Spostamento per i cicli X e XI al passaggio dal secondo al terzo stadio.

Lo spostamento massimo del IX ciclo viene pertanto assunto come valore al limite elastico dello spostamento in sommità:

$$\Delta_{top,y} = 4cm$$

La figura 9.6 mostra la curva carico-spostamento dell'ultimo ciclo (ciclo 15).

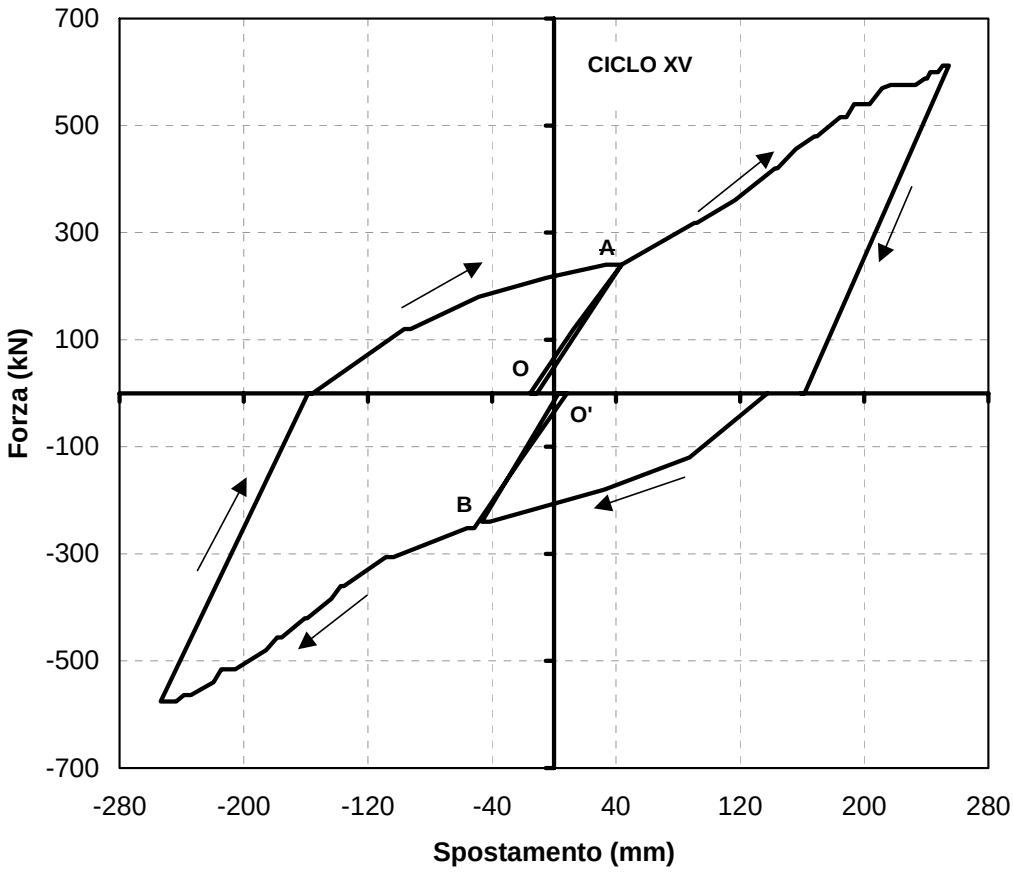


Fig.9.6. Diagramma Forza-Spostamento per il ciclo XV, ultimo ciclo della prova.

Si nota il comportamento simmetrico e la notevole isteresi di questo ciclo. Lo spostamento massimo imposto in entrambi i versi è pari a:

$$\Delta_{top,u} = 25cm$$

con un carico quasi simmetrico pari a 612 kN e 576 kN rispettivamente nei cicli a spostamento positivo e negativo.

Si nota anche che i rami OA e O'B corrispondono allo scarico e ricarico per consentire la rimozione e l'inserimento del secondo martinetto. Tali rami sono quasi perfettamente elastici a conferma di un rapido adattamento elastico della struttura anche nel terzo stadio molto avanzato. Confrontando lo spostamento massimo

$\Delta_{top,u}$ e al limite elastico $\Delta_{top,y}$ è possibile ricavare il coefficiente di duttilità sperimentale ottenuto:

$$\mu_{\Delta} = \frac{\Delta_{top,u}}{\Delta_{top,y}} = 6,25$$

La figura 9.6 evidenzia per il ciclo XV un importante fenomeno di “pinching” che penalizza la capacità di dissipare energia da parte del setto, anche se l’energia spesa nel ciclo rimane comunque cospicua. Il fenomeno si è manifestato all’inversione del carico, nel transitorio nel quale la compressione, indotta dal momento sollecitante la zona critica, non era sufficiente a snervare le barre di armatura e chiudere le fessure in zona compressa (fig. 9.7).

Fig. 9.7. particolare della zona critica nella fase di inversione del carico, spinta da destra verso sinistra (F=180kN).

In questa fase, in corrispondenza delle fessure, il setto appoggiava in zona compressa sulle sole barre longitudinali, senza il contributo del calcestruzzo, e pertanto, anche a seguito della instabilità delle barre di estremità snervate, la sua risposta è stata caratterizzata da maggiori deformazioni, con conseguente

strozzamento del ciclo isteretico. I dati sperimentali suggeriscono che tale fenomeno non sia imputabile allo scorrimento del setto lungo tali fessure, dato che il valore di spostamento orizzontale misurato a trenta centimetri dalla sezione di base è dell'ordine di pochi millimetri (vedi figure 9.15 e 9.16), trascurabile quindi rispetto ai valori di spostamento in sommità, ma piuttosto alla diminuzione di rigidezza a flessione in corrispondenza delle fessure stesse.

La figura 9.8 si riferisce ai cicli XIV e XV e indica il decadimento della resistenza nel terzo stadio molto avanzato, a parità di spostamento impresso.
La riduzione di resistenza è pari a circa il 10% (punti A e A'). Si osserva che alla ripresa della prova dopo l'inversione del carico si ottiene circa lo stesso decadimento (punti B e B'), ma dopo un modesto incremento di spostamento, pari a circa il 10% (punto C), il carico riprende lo stesso valore del punto B; questo comportamento indica l'assenza di un significativo decadimento di resistenza, nonostante l'incremento di spostamento induca ulteriore danneggiamento nel copriferro della zona compressa al piede del setto; il confinamento quindi si è mostrato sufficiente a mantenere la capacità portante del cuore confinato di calcestruzzo compresso, nonostante le grandi deformazioni inelastiche.
La figura 9.9 si riferisce ancora alle curve Forza-Spostamento e riporta per un confronto le curvature di tutti i cicli. Si nota che l'inviluppo delle curve mostra un comportamento marcatamente elasto-plastico.
Sulla stessa figura sono riportate anche le curve teoriche ricavate con il modello analitico presentato nel capitolo 4 e 7.4, e quelle fornite con il programma "RESPONSE 2000" (vd. Cap. 7.4).
Sono indicati con A_t e B_t gli spostamenti teorici al limite elastico e ultimo del modello analitico e con A e B gli spostamenti sperimentali corrispondenti; i valori A'_t e B'_t sono stati ottenuti con il programma "RESPONSE 2000".
Si ricorda che per la valutazione analitica dello spostamento in sommità, oltre il limite elastico, è stata assunta una rotazione rigida del setto intorno alla cerniera plastica ideale alla base del setto. Per il calcolo della rotazione è stata assunta una estensione pari a metà altezza della sezione del setto, L_w cioè:

$$l_p = 0,5 \cdot L_w$$

Tale rotazione è valutata in modo semplice, come proposto in letteratura [P3], considerando una curvatura costante nella cerniera, calcolata facendo riferimento alla relazione (7.7).

$$\phi = \frac{\varepsilon_t + \varepsilon_c}{L_w} \tag{7.7}$$

Le deformazioni ε_t e ε_c sono pertanto quelle della sezione di base del setto, dove il momento è massimo (vedi paragrafo 7.4).

In generale il l'accordo tra la curva analitica e quella sperimentale appare soddisfacente. La duttilità ultima ottenuta col calcolo analitico è del 30% superiore a quella sperimentale. Si fa osservare che nella prova non si è raggiunto lo spostamento ultimo per il setto, ma, come già detto, la prova è stata interrotta prima che il setto desse segni di apprezzabile decadimento di resistenza per evitare danni irreparabili. Ciò lascia presumere che il setto potesse raggiungere spostamenti in sommità prossimi a quelli teorici senza caduta di resistenza.
Per quanto riguarda il modello numerico (vedi paragrafo 7.4), si ricorda che esso non considera l'effetto del confinamento del calcestruzzo, e questo penalizza fortemente la previsione dello spostamento ultimo.

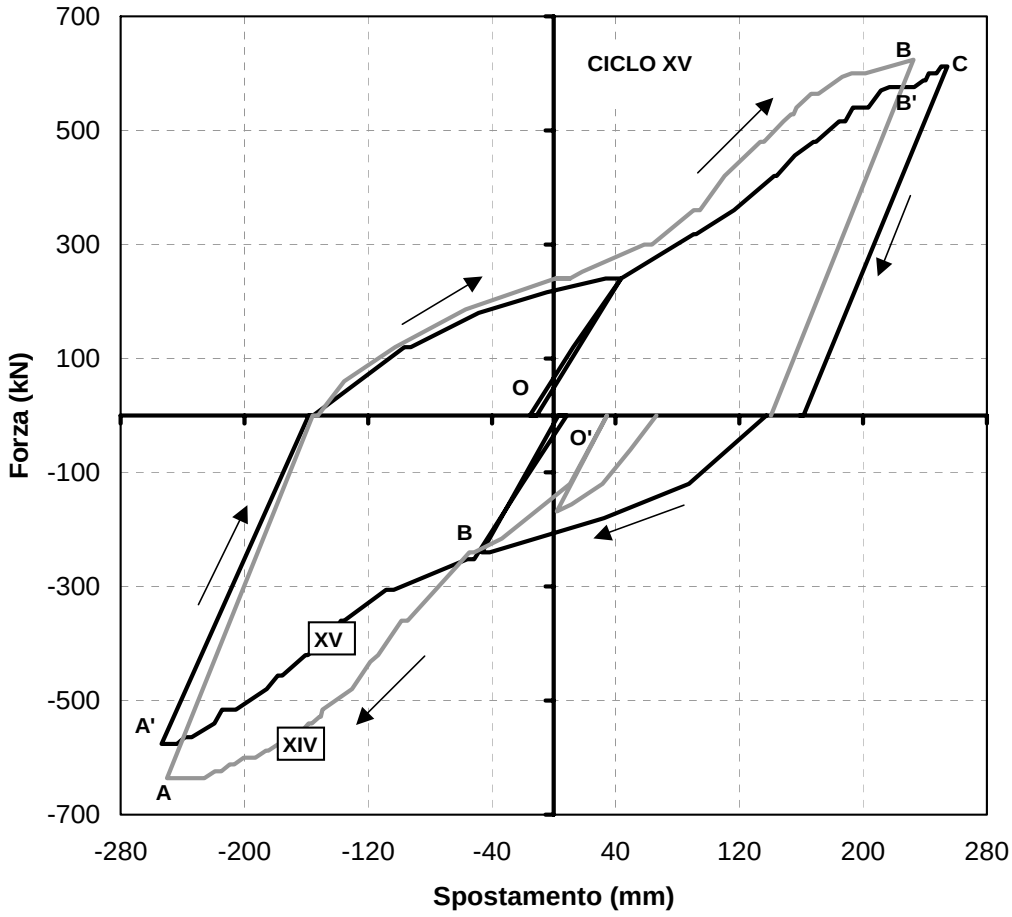


Fig. 9.8. Diagramma Forza-Spostamento per i cicli XIV e XV , con spostamento imposto di 25cm, nel terzo stadio avanzato.

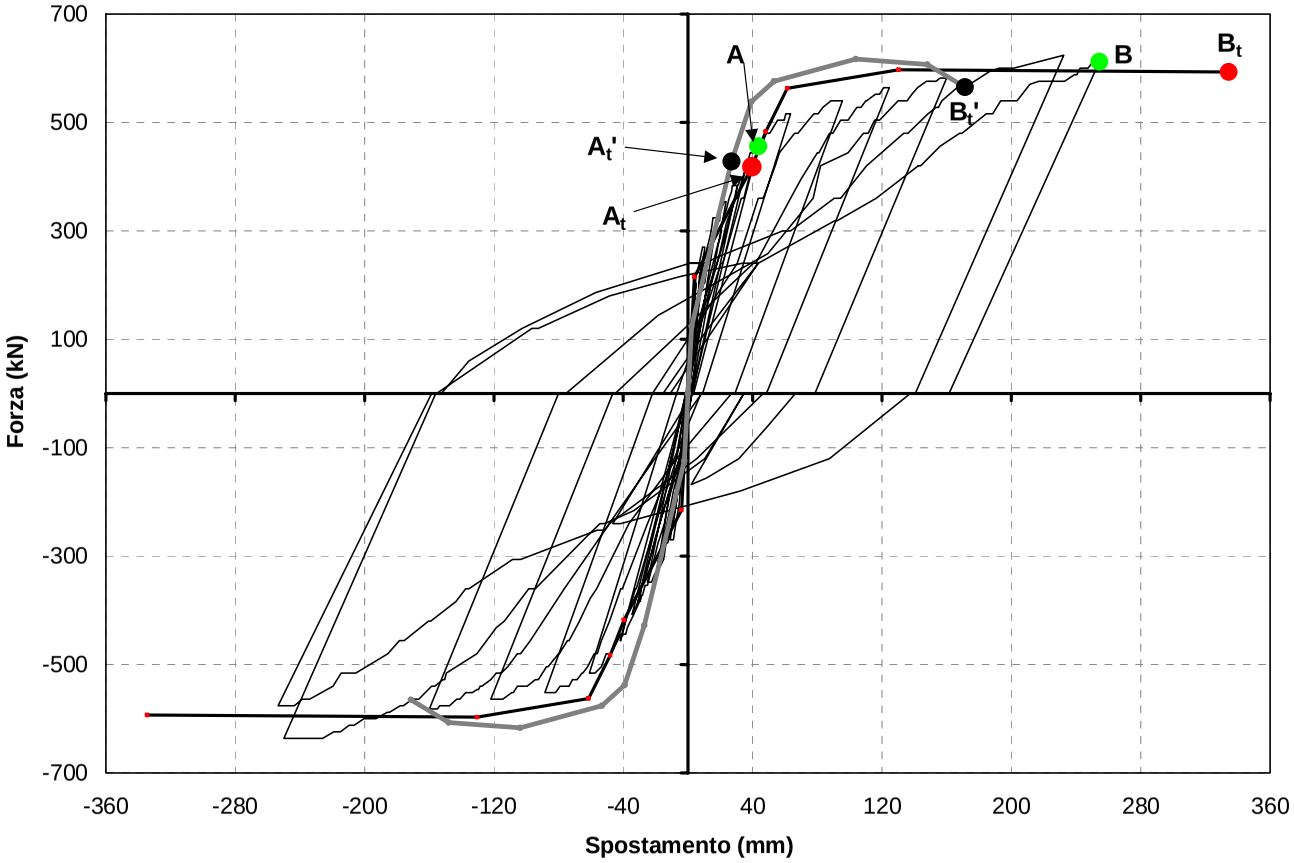


Fig. 9.9. Diagramma carico-spostamento per tutti i cicli realizzati, e curve di previsione teorica.

9.2 Curve sperimentali Momento-Curvatura

Nelle figure da 9.10- 9.16 sono riportati i diagrammi Momento-Curvatura ottenuti dall'elaborazione dei risultati sperimentali.
La curvatura media è stata ricavata in tre tronchi nella zona critica. Tali tronchi sono compresi tra le sezioni indicate nel paragrafo 8.2.3 e in figura 9.15. lo scopo è di valutare quanto varia la curvatura all'interno della zona critica in funzione della dimensione del tronco e della sua posizione entro la zona critica. Come già discusso nel paragrafo 2.3, la lunghezza ideale della cerniera pari a metà altezza di sezione, non coincide con la reale estensione della zona a comportamento plastico, ma è definita convenzionalmente ed è utilizzata per valutare lo spostamento massimo in sommità del setto.
Per i diagrammi riportati di seguito il momento è misurato nella sezione di base del setto.
Le figure dei diagrammi Momento-Curvatura si riferiscono agli stessi cicli significativi già commentati per i diagrammi Forza-Spostamento. In particolare la figura 9.10 mostra il valore della curvatura media al limite elastico misurato nella porzione di setto compresa tra 0 e 2m di quota (vedi paragrafo 8.2.3), $\phi_{y(0-2)}$:

$$\phi_{y(0-2)} = 1,32 \cdot 10^{-3}\ rad/m$$

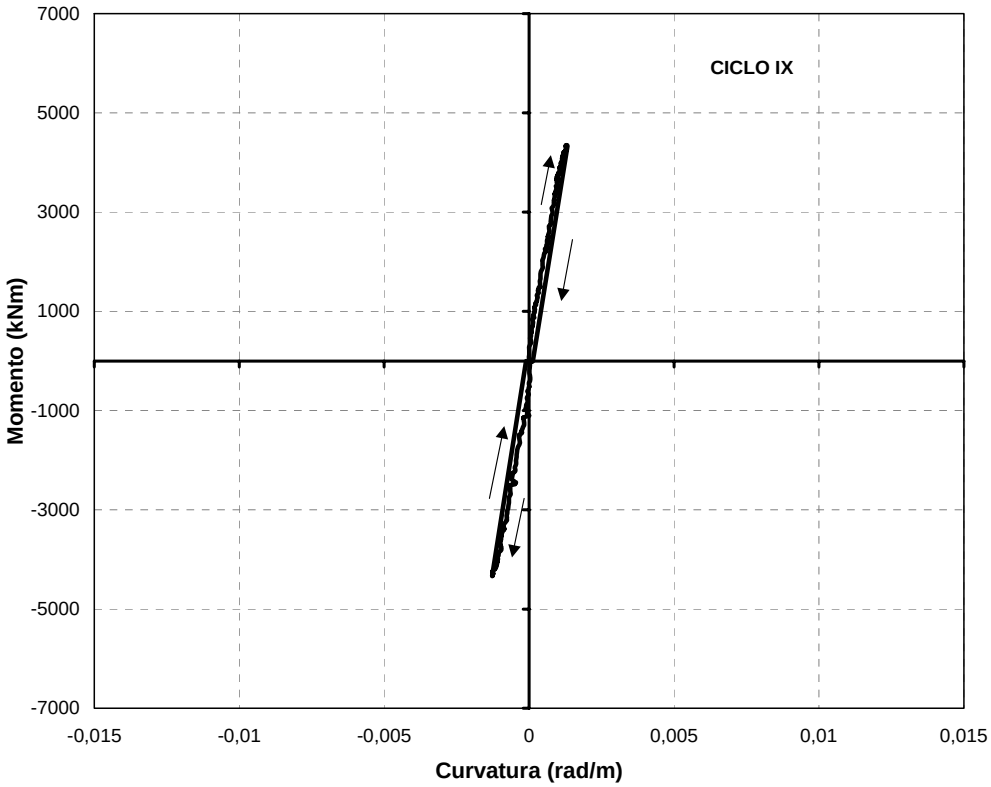


Fig. 9.10. Diagramma Momento-Curvatura media per il ciclo IX al limite elastico.

Si osserva che tale valore, come per la curva Forza-Spostamento, è ricavato per il ciclo IX in quanto nel ciclo X si è misurata una curvatura residua apprezzabile.
Per la medesima porzione di setto, la figura 9.11 mostra il valore della curvatura ultima, $\phi_{u(0-2)^+}$, nel ciclo di andata:

$$\phi_{u(0-2)^+} = 11,6 \cdot 10^{-3}\ rad/m$$

mentre nel ciclo di inversione del carico risulta, $\phi_{u(0-2)^-}$:

$$\phi_{u(0-2)^-} = 9,8 \cdot 10^{-3}\ rad/m$$

valori che evidenziano un comportamento non del tutto simmetrico.

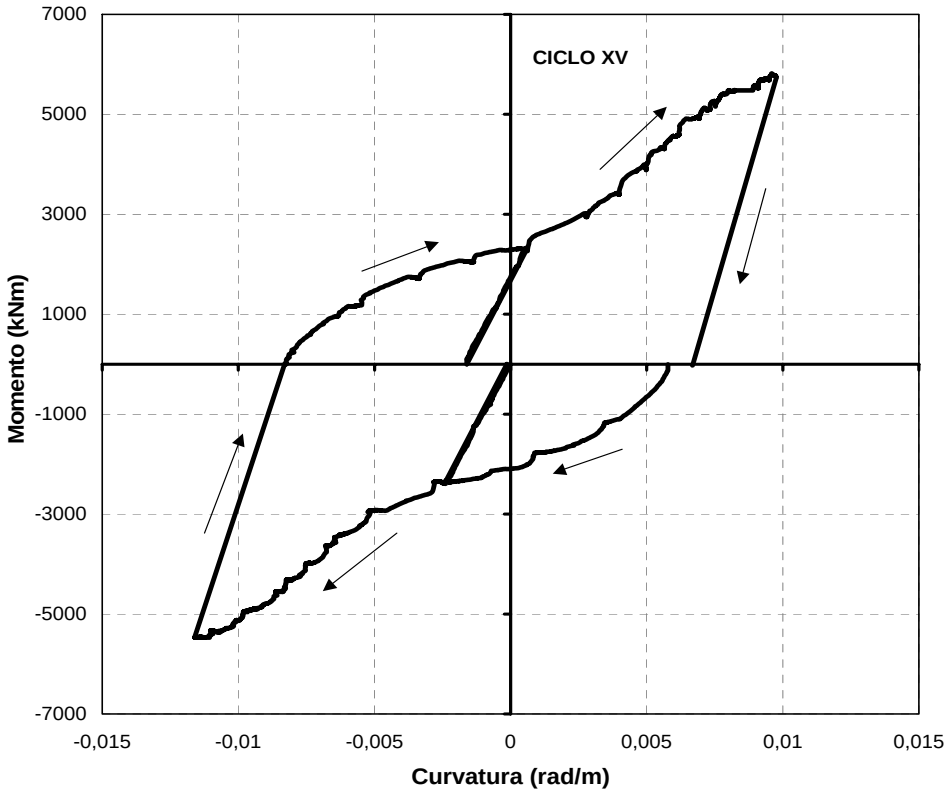


Fig. 9.11. Diagramma Momento-Curvatura per il ciclo XV, ultimo ciclo della serie di prova.

In questo caso il coefficiente di duttilità in termini di curvatura media risulta:

$$\mu_{\phi,(0-2)\max} = \frac{\phi_u}{\phi_y} = 8,8$$

Nella figura 9.12 sono riportate tutte le curve dei quindici cicli e le curve di previsione teoriche per il confronto con i valori (A_t, B_t, A'_t e B'_t). Si osserva che le

curve teoriche si rifanno al calcolo della curvatura su un tronco infinitesimo, trascurando l'effetto dell'aderenza.

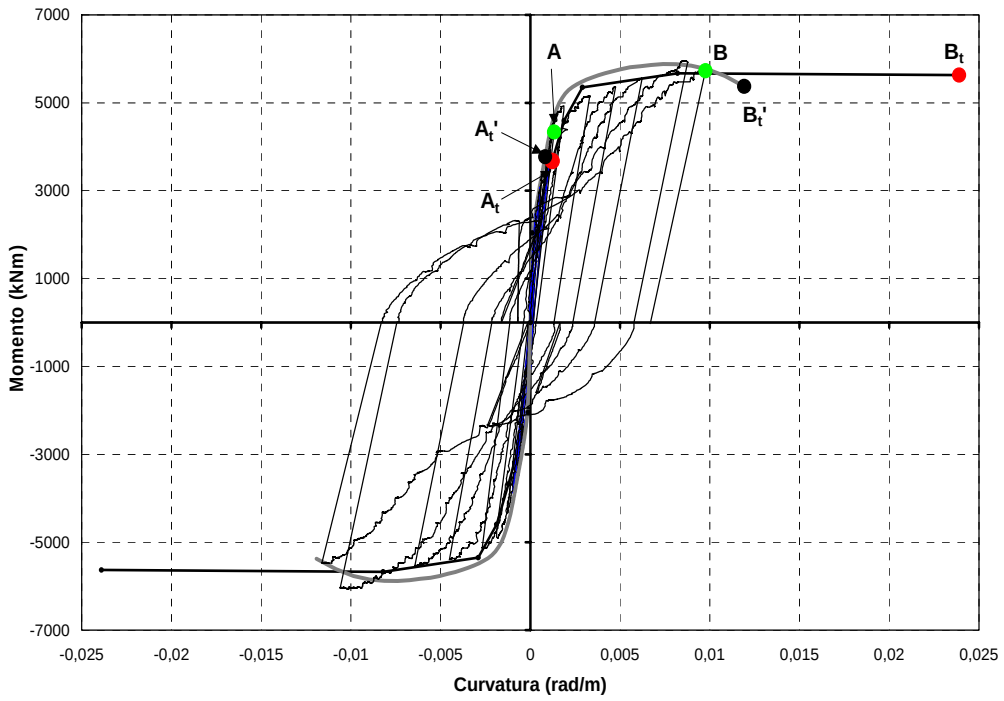


Fig. 9.12. Diagramma Momento-Curvatura media per tutti i cicli realizzati, e curve di previsione teorica.

Anche per questi diagrammi vale l'osservazione fatta per le curve carico-spostamento, in merito alla caduta di resistenza e alla ripresa del carico dopo l'incremento di curvatura.
Si nota che la curvatura ultima teorica ottenuta col modello analitico è sensibilmente maggiore rispetto a quella sperimentale, come si è osservato anche per i corrispondenti valori dello spostamento teorico e sperimentale. Si osserva che, come già detto, il modello di calcolo teorico trascura l'effetto irrigidente dell'aderenza tra calcestruzzo e armatura, già discusso nel Cap. 2, e non considera la variazione del momento nel tratto di misura della curvatura.

Per quanto riguarda il modello numerico (vedi paragrafo 7.4), come già detto, non considera l'effetto del confinamento del calcestruzzo e questo condiziona fortemente la valutazione della curvatura ultima.
Di seguito sono riportati i diagrammi Momento-Curvatura media durante il ciclo XIII, misurati nei tronchi di setto precedentemente specificati. Tali diagrammi mostrano un valore sperimentale di curvatura media decisamente più elevato nei pressi della sezione di base, rispetto ai tronchi di setto a quote superiori.
Nel dettaglio in figura 9.13 sono mostrati i valori di curvatura per il ciclo XIII, misurati sulle tre basi di misura l_A pari a 30 cm, l_B pari a 100 cm e l_C pari a 200 cm (vd. Par. 8.2.3).

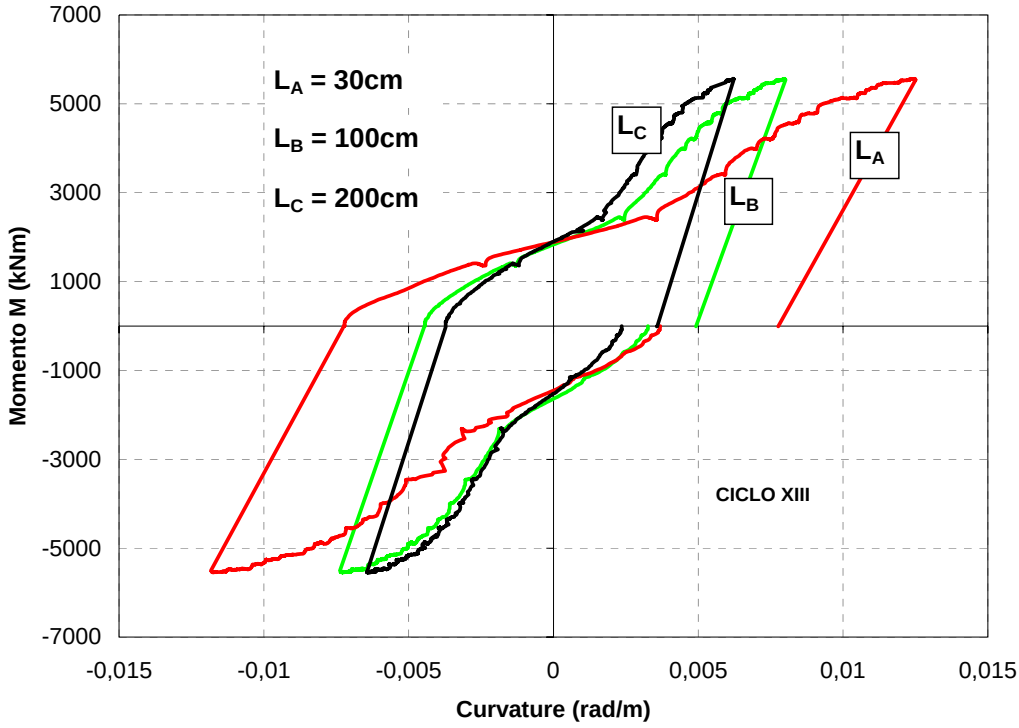


Fig. 9.13. Diagrammi Momento-Curvatura per il ciclo XIII nel terzo stadio avanzato, per le tre diverse basi di misura per la curvatura: l_A pari a 30 cm, l_B pari a 100 cm e l_C pari a 200 cm.

In figura 9.14 alle curve della figura precedente sono aggiunte quelle relative ai tre tronchi OBB'O', ACC'A' e BCC'B' (vedi fig. 8.14(c)).

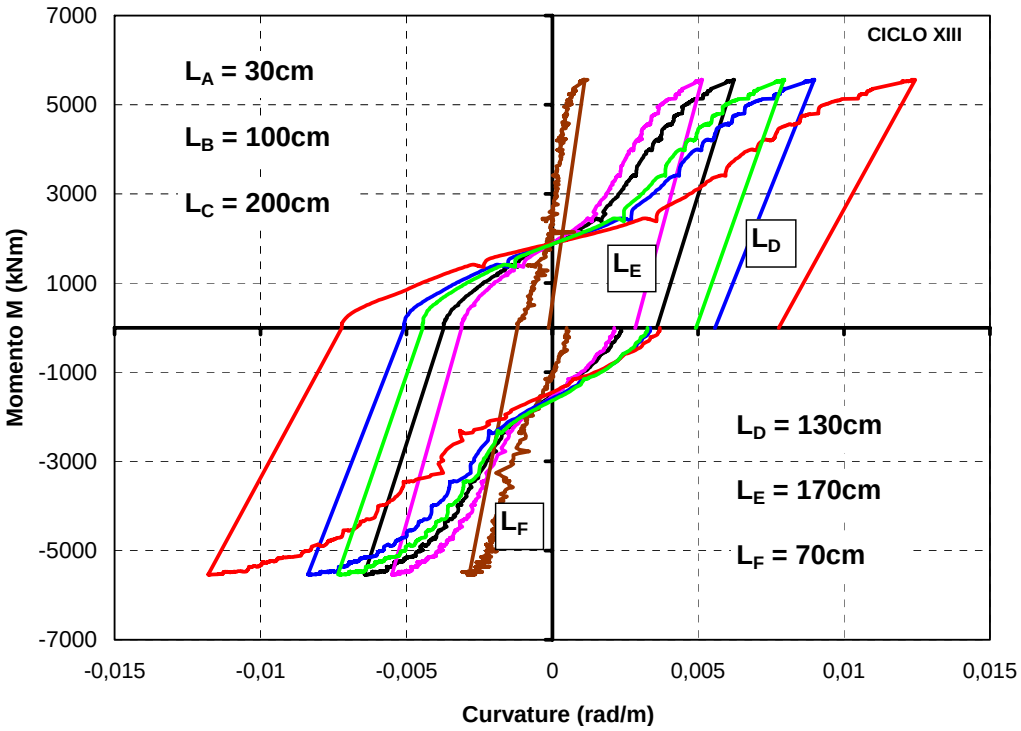


Fig. 9.14. Diagrammi Momento-Curvatura del ciclo XIII nel terzo stadio avanzato, per sei diverse basi di misura della curvatura: l_A pari a 30 cm, l_B pari a 100 cm, l_C pari a 200 cm, $l_D = l_{OBB'O'}$ pari a 130 cm, $l_E = l_{ACC'A'}$ pari a 170 cm e $l_F = l_{BCC'B'}$ pari a 70 cm.

Nella figura 9.15, sono riassunte, per le sei porzioni di setto sopra specificate, le variazioni del momento (a), della curvatura (d) e delle deformazioni indotte nel calcestruzzo compresso (b) e nell'acciaio teso (c) durante il ciclo XIII. Il valore massimo delle misure sperimentali, corrispondente al picco del ciclo XIII, è riportato in ascissa, mentre in ordinata compare la quota rispetto alla base del setto. Le linee tratteggiate descrivono l'estensione dei tronchi di misura.

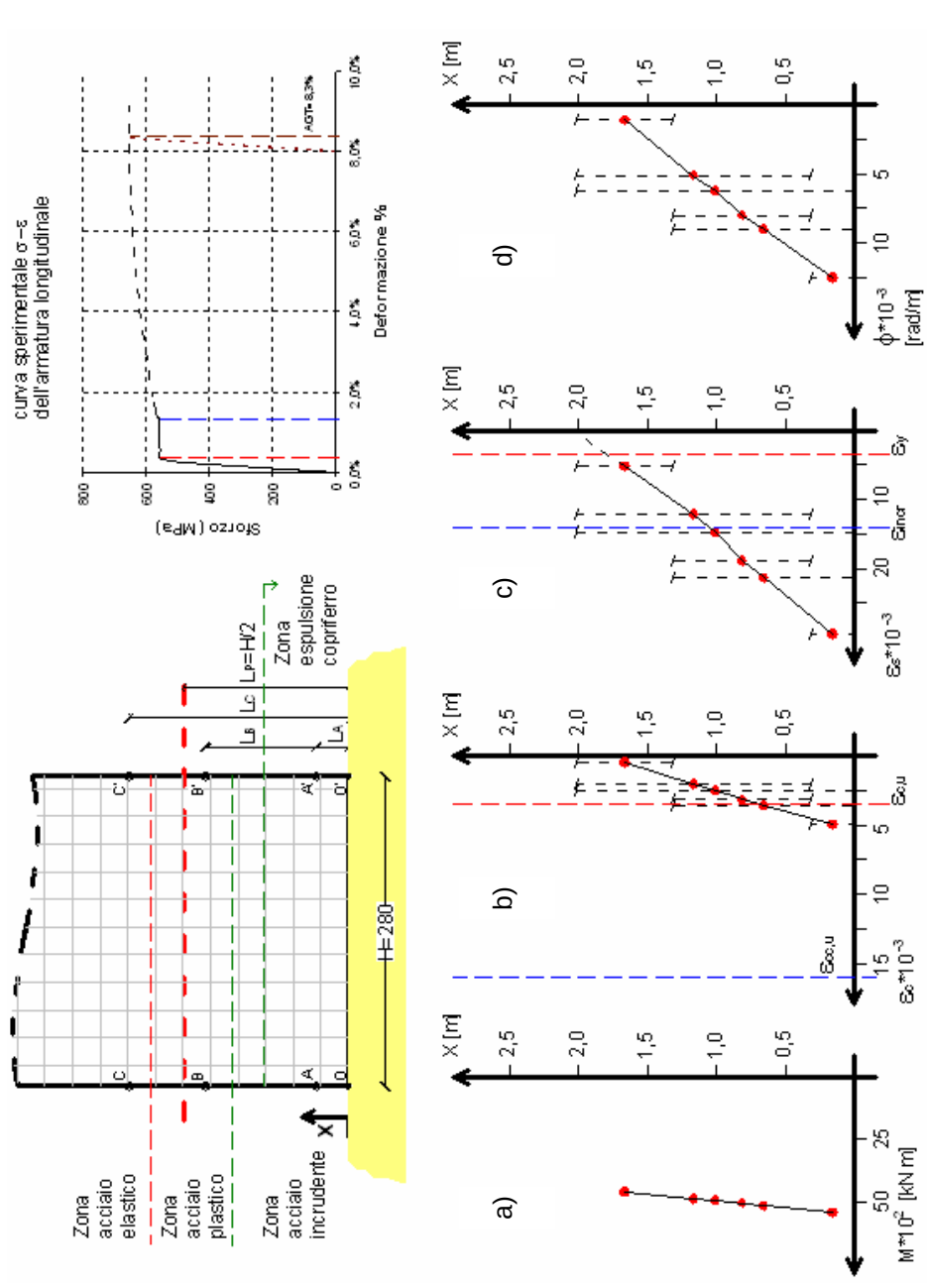


Fig. 9.15. Momento, curvatura e deformazioni dell'acciaio e del calcestruzzo, al picco positivo del ciclo XIII, nei sei tronchi di misura: l_A = 30 cm, l_B = 100 cm, l_C = 200 cm, l_D =$l_{OBB'O'}$ = 130 cm, l_E =$l_{ACC'A'}$ = 170 cm e l_F =$l_{BCC'B'}$ = 70 cm.

Si nota che i diagrammi si riferiscono al ciclo XIII. Non è stato possibile elaborare i risultati per il ciclo XV, in quanto alcuni strumenti posti nella zona prossima al basamento sono stati messi fuori gioco dal danneggiamento del calcestruzzo nel ciclo XIV. Si osserva che le misure delle deformazioni nella zona tesa e compressa sono ottenute indirettamente dalla curvatura sperimentale, assumendo nella zona critica una posizione dell'asse neutro pari 35cm dal lembo compresso, come stimato teoricamente per lo stato limite ultimo. Tali misure consentono di suddividere il setto in tre regioni, caratterizzate da deformazioni dell'armatura rispettivamente in campo elastico, plastico e incrudente (vedi figura fig. 9.15). Le deformazioni valutate in zona compressa evidenziano per il calcestruzzo non confinato il superamento della deformazione ultima teorica nel tronco compreso tra zero e 70cm di quota, dato confermato dall'espulsione del copriferro fino a tale quota. Le deformazioni in zona compressa risultano comunque ben lontane dal valore ultimo teorico per il calcestruzzo confinato, avvalorando quindi l'ipotesi che il setto possa sopportare deformazioni ancora maggiori.

Per il ciclo IX, corrispondente al raggiungimento del limite elastico, nel grafico 9.16 sono riportate le curve riferite alle misure su l_A e su l_C. Per chiarezza espositiva non si è riportata la curva relativa alla base di misura l_B poiché praticamente coincidente con le altre due curve (le differenze sono minime). Di conseguenza anche negli altri tre tronchi sopra specificati l_D, l_E e l_F si ottengono curve coincidenti con quelle riportate. Ciò indica che la curvatura media sperimentale misurata nella zona critica al limite elastico è costante, nonostante la zona sia sollecitata da un momento variabile.
Per ogni porzione di zona critica analizzata è possibile valutare la duttilità in termini di curvatura media, nel ciclo XIII:

$$\phi_{y,A} = 1,32 \cdot 10^{-3}\ rad/m, \qquad \phi_{XIII,A} = 12,5 \cdot 10^{-3}\ rad/m, \qquad \mu_{XIII,A} = 9,5$$

$$\phi_{y,B} = 1,32 \cdot 10^{-3}\ rad/m, \qquad \phi_{XIII,B} = 8,0 \cdot 10^{-3}\ rad/m, \qquad \mu_{XIII,B} = 6,0$$

$\phi_{y,C} = 1,32 \cdot 10^{-3}\ rad/m,$ $\phi_{XIII,C} = 6,2 \cdot 10^{-3}\ rad/m,$ $\mu_{XIII,C} = 4,7$

$\phi_{y,OBB'O'} = 1,32 \cdot 10^{-3}\ rad/m,$ $\phi_{XIII,OBB'O'} = 9,0 \cdot 10^{-3}\ rad/m,$ $\mu_{XIII,OBB'O'} = 6,8$

$\phi_{y,ACC'A'} = 1,32 \cdot 10^{-3}\ rad/m,$ $\phi_{XIII,ACC'A'} = 5,1 \cdot 10^{-3}\ rad/m,$ $\mu_{XIII,ACC'A'} = 3,9$

$\phi_{y,BCC'B'} = 1,32 \cdot 10^{-3}\ rad/m,$ $\phi_{XIII,BCC'B'} = 1,9 \cdot 10^{-3}\ rad/m,$ $\mu_{XIII,BCC'B'} = 1,4$

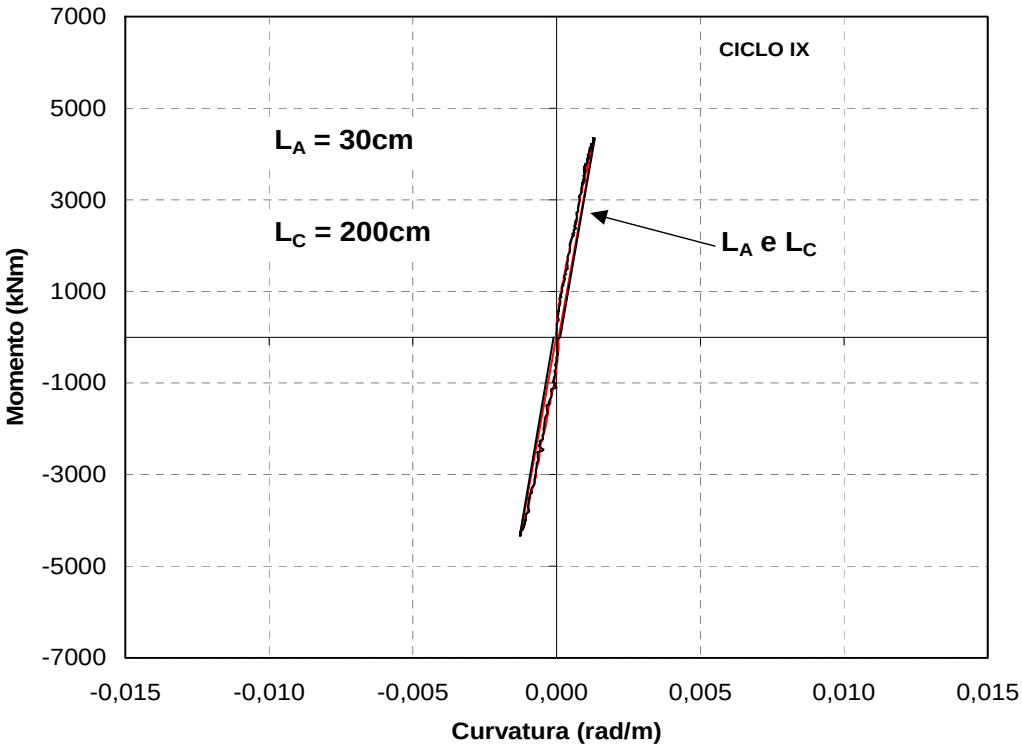


Fig. 9.16. Diagrammi Momento-Curvatura per il ciclo IX al limite elastico, per due diverse basi di misura per la curvatura: l_A pari a 30 cm e l_C pari a 200 cm.

Le misure di curvature relative al ciclo XIII indicano che, nel III stadio, la curvatura media valutata su diversi tronchi di setto può assumere valori molto diversi. In particolare sulla base di misura l_A , la curvatura risulta pari a due volte quella misurata su base l_C, e pari a circa 6 volte quella misurata su l_F.
Come discusso nel cap. 2, il gradiente di momento, la presenza di armature distribuite e l'incertezza nella valutazione dell'effetto dell'aderenza sotto carichi ciclici non rendono semplice la modellazione della zona critica e la valutazione della lunghezza equivalente della cerniera plastica. I dati sperimentali mostrano che la duttilità in termini di curvatura dipende fortemente dalla scelta della base di misura su cui si valuta la curvatura in condizioni ultime. Tale scelta invece sembra non influenzare in maniera significativa la valutazione della curvatura al limite elastico, che sulle diverse basi di misura ha assunto valori praticamente coincidenti. Per la porzione l_A l'osservazione sperimentale consente di affermare che l'espulsione del copriferro alle estremità del setto, le deformazioni dell'armatura ben oltre il limite elastico, sia in compressione che in trazione, e i carichi ciclici hanno causato la perdita di aderenza e quindi lo scorrimento dell'armatura (bond slip). Per le porzioni a quote superiori, dove il calcestruzzo tra le fessure è rimasto integro, i dati sperimentali non sono sufficienti a valutare il ruolo dell'aderenza.
I dati relativi alle misure di curvatura permettono di valutare l'estensione della zona a comportamento plastico del setto e la lunghezza della cerniera plastica equivalente.
Il fatto che la curvatura nella porzione tra 1,3 e 2 metri abbia un comportamento quasi elastico (duttilità 1,4), consente di ritenere esaurito oltre i 2m di quota il comportamento plastico del setto.
Considerando la cerniera plastica equivalente di lunghezza pari a 1,3 metri e curvatura costante pari a quella media misurata, si ottiene lo spostamento in sommità di 13,3 cm contro i 16 cm misurati sperimentalmente.

$$\Delta_{top} = l_p \cdot \left(\phi_{XIII,D} - \phi_y\right) \cdot \left(H_w - 0,5 l_p\right) + \Delta_y = 1,3 \cdot \left(0,00897 - 0,00132\right) \cdot \left(10 - 0,65\right) + 0,04 = 0,133\text{m}$$

Se invece si adotta per tale tratto una curvatura costante pari a quella media misurata entro 30cm dalla base, lo spostamento in sommità risulta 17,6 cm, maggiore del 10% rispetto a quello misurato sperimentalmente. Tale dato

suggerisce, per il ciclo XIII una lunghezza della cerniera plastica equivalente pari a 114cm, 1,2 volte inferiore rispetto all'indicazione teorica che prevede l'estensione della cerniera plastica pari a metà della lunghezza di base del setto, pari quindi a 140cm.
I risultati indicano chiaramente che lo spostamento ultimo e la curvatura ultima avrebbero potuto crescere ulteriormente in modo significativo. Pertanto la duttilità avrebbe potuto essere maggiore di quella misurata.

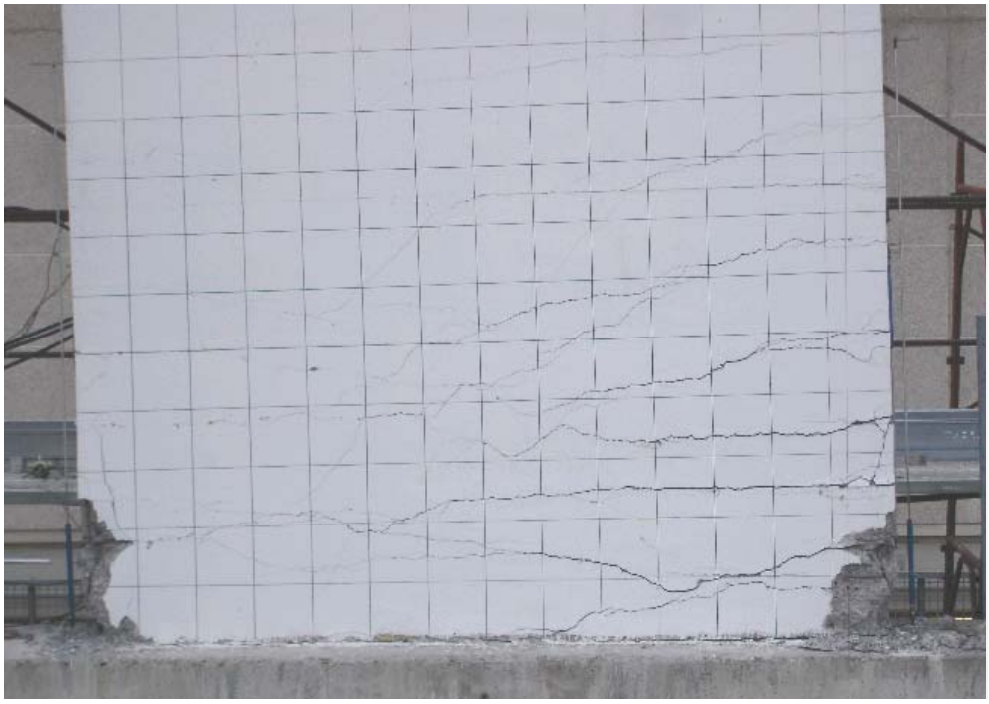


Fig. 9.17. Condizioni della zona critica del setto in corrispondenza della massima deformazione sostenuta durante il dodicesimo ciclo di carico.

Le fotografie in figura 9.17 e 9.18 mostrano le fessure e il danneggiamento della base del setto in corrispondenza della deformazione ultima imposta.

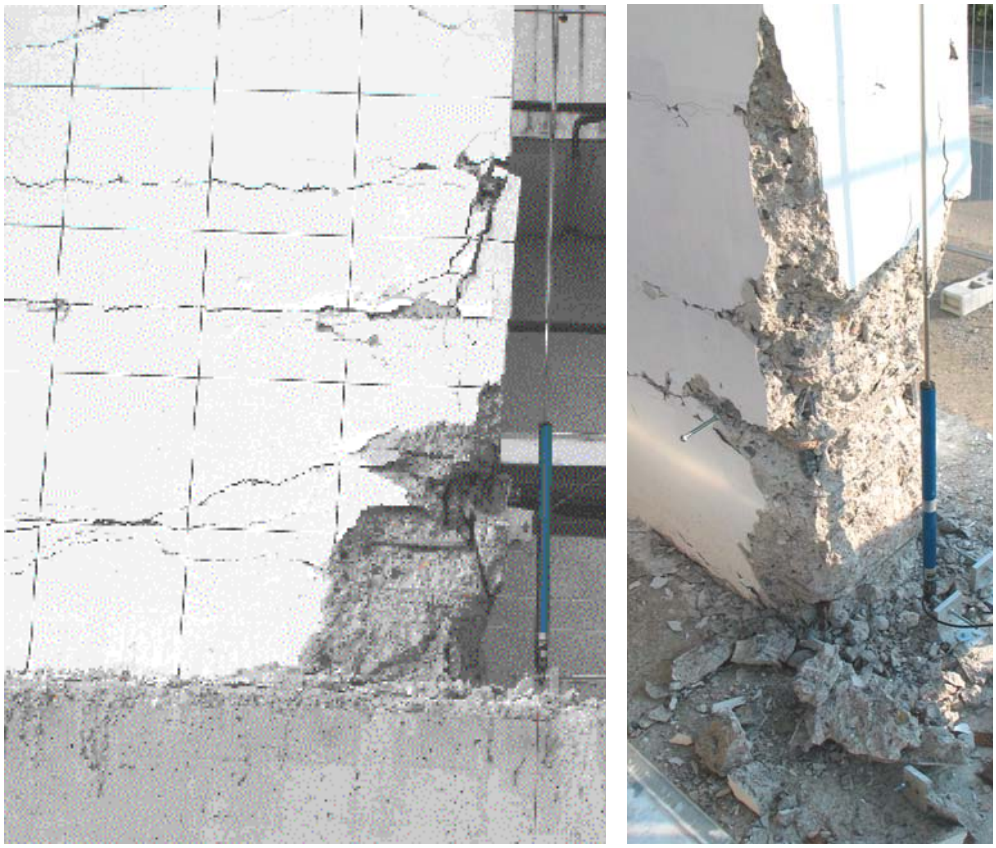


Fig. 9.18. Particolare del danneggiamento delle estremità della sezione di base, con evidenza dell'instabilità generata sulle barre di armatura di estremità.

Si nota che solo le due barre d'estremità si sono instabilizzate e che il calcestruzzo confinato è ancora praticamente integro. Questo risultato ben giustifica la proposta di approccio per il dimensionamento dei setti discusso nel capitolo 6.
Le fessure sono apparse diffuse, e il loro sviluppo graduale ha coinvolto il setto per gran parte della sua altezza, con distanza tra le fessure regolare e ampiezza delle stesse degradante dalla sezione di imposta sulla fondazione verso la sommità del provino.

Anche durante la fase di inversione del carico (Figura 9.3), in via di principio a rischio di scorrimento, le sezioni della zona critica hanno offerto un'adeguata rigidezza e resistenza contenendo lo spostamento per scorrimento in pochi millimetri. I dati per lo scorrimento sono disponibili fino al ciclo XIII, come già detto, a causa dell'espulsione del copriferro nella sezione di misura che nel ciclo XIV ha compromesso la lettura.

Nella figure 9.19 e 9.20 sono riportati gli scorrimenti lungo la fessura anomala in funzione del carico applicato.

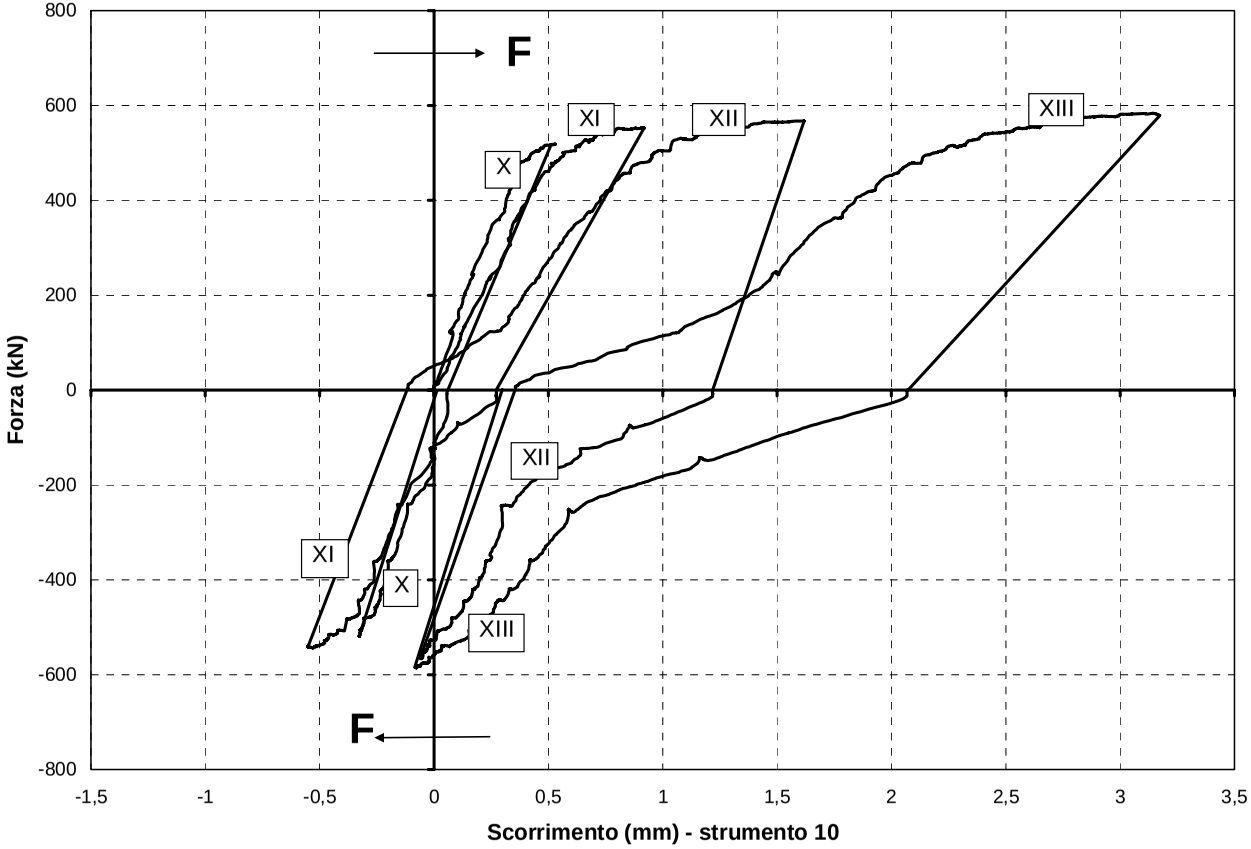


Fig. 9.19. Diagramma carico-scorrimento lungo la fessura anomala, misurato tramite lo strumento 10.

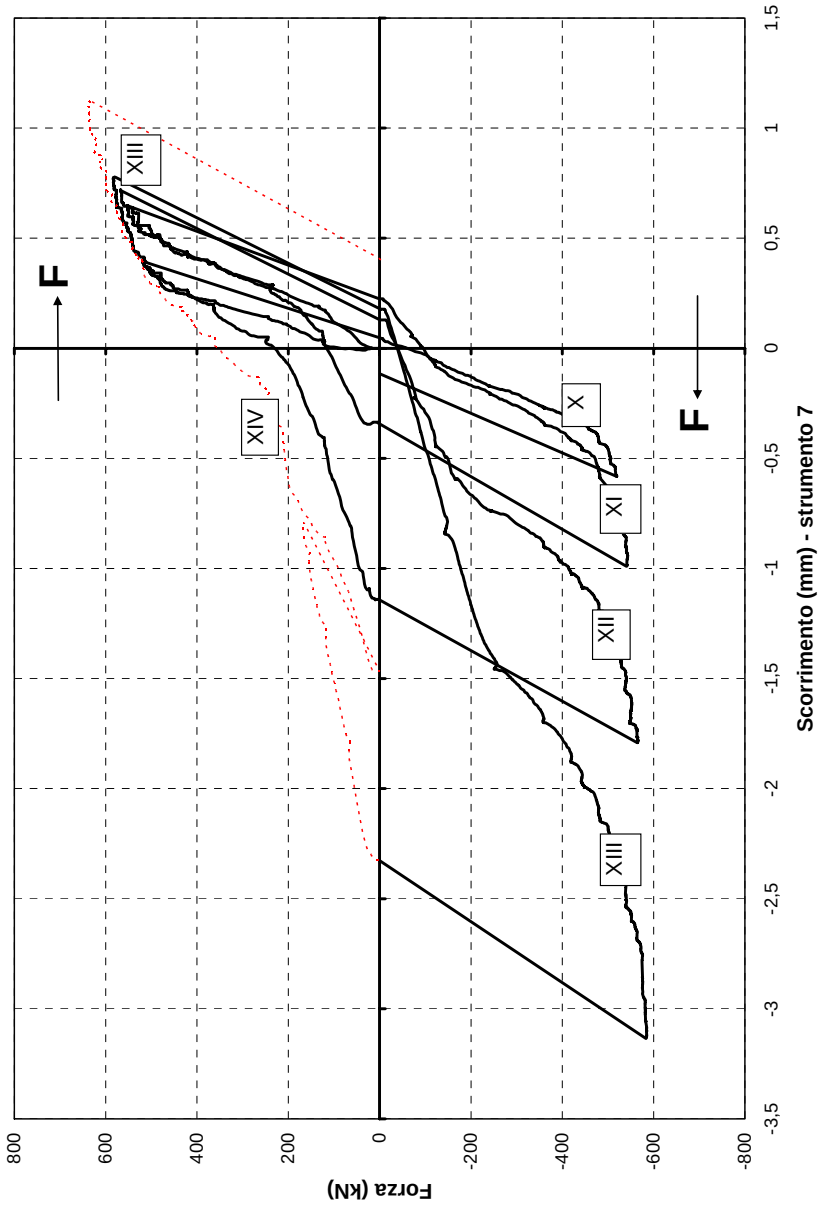


Fig. 9.20. Diagramma carico-scorrimento lungo la fessura anomala, misurato tramite lo strumento 7.

10. CONCLUSIONI

I risultati sperimentali e analitici del presente lavoro mostrano alcuni aspetti significativi anche per le applicazioni alle strutture.
In particolare si può rilevare che:

la duttilità sperimentale in termini di spostamento risulta pari a 6,25, ma se la prova fosse continuata avrebbe potuto raggiungere valori superiori, prossimi a quelli teorici. Questo valore misurato è comunque oltre quelli richiesti dalle norme.

La disposizione delle armature di grosso diametro uniformemente distribuite nella sezione fornisce una buona sovraresistenza al taglio e quindi garantisce il raggiungimento della situazione limite ultima per flessione, senza penalizzare eccessivamente il momento resistente ultimo.

I risultati del modello analitico presentato e discusso nel presente lavoro mostrano un buon accordo con quelli ottenuti sperimentalmente.

La duttilità in termini di curvatura, molto maggiore di quella in termini di spostamento, è importante in quanto da essa è possibile ricavare la seconda. In via teorica la valutazione della duttilità in termini di curvatura e di spostamento non pone problemi. Per via sperimentale invece la duttilità in termini di curvatura è molto influenzata dalla lunghezza del tronco di setto a cui si fa riferimento per la sua misura. Nella prova sperimentale la lunghezza della cerniera plastica equivalente è risultata pari ai $\frac{2}{5}$ della lunghezza di base del setto, invece di $\frac{1}{2}$ proposto usualmente in letteratura.

Il modello analitico è basato sull'approccio classico semplificato che considera la formazione di una cerniera ideale alla base del setto, la cui rotazione è valutata nell'ipotesi di deformazione plastica costante nel tronco di lunghezza pari a metà altezza della sezione.

Campione (ϕ20)	f'_{sy} MPa	f_{sy} MPa	f_{su} MPa	e'_{sy} %	ε''_{sy} %	ε_{sy} %	E_s MPa	$\varepsilon_{s,incr}$ %	A_g %	$\varepsilon_{sm}=A_{gt}$ %	A_5 %
1	492	557	659	0,25	0, 34			1,42	8	8,33	32
2	475	556	651	0,24	0,35	0,27	207400	1,35	8	8,33	31
3	500	563	668	0,26	0,36			1,43	8	8,33	32

Tabella 11.1. Caratteristiche dell'acciaio di armatura del setto di prova.
Prove standard di trazione UNI-EN 10002, parte 2.

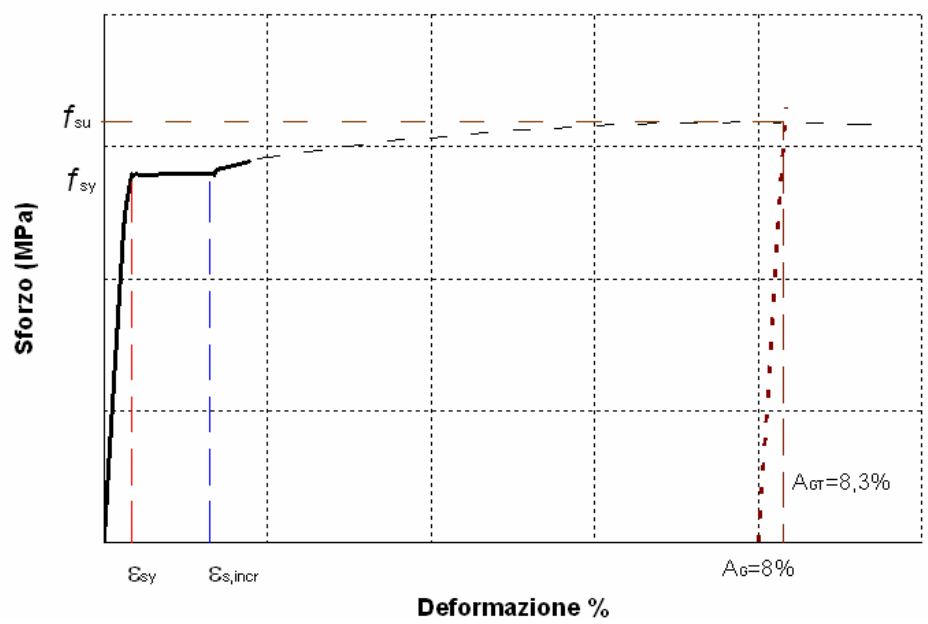


Fig. 11.1. Diagramma tipo sperimentale Sforzo-Deformazione per l'acciaio di armatura

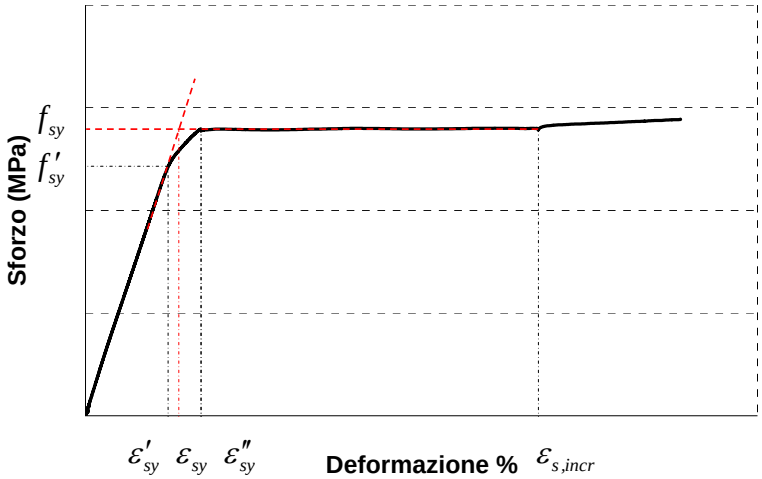


Fig. 11.2. Particolare di figura 11.1 nell'intorno del limite elastico

Campione	Dimensioni			Massa	Tensione di Rottura	R_{cm}	E_c	f_{ct}	ε_{cu}	a/c	Diam. Max aggregati
	Larg. cm	Lung cm	Alt. cm		Mpa	Mpa	Misura indiretta* MPa	calcolo indiretto** MPa	da norma [N3] %		mm
1	15	15	15	8356	49,6				0,35	0,54	25
2	15	15	15	8256	50	50,1	28300	4,1	0,35	0,54	25
3	15	15	15	8292	50,8				0,35	0,54	25

* vedi paragrafi 8.3 e 9.1 ** vedi paragrafo 7.4

Tabella 11.2. Caratteristiche del calcestruzzo nella zona critica del setto di prova.
Prove di compressione standard su provini cubici UNI-EN 12390, parte 3.

12. APPENDICE B

Di seguito sono riportati i disegni esecutivi della struttura di prova.

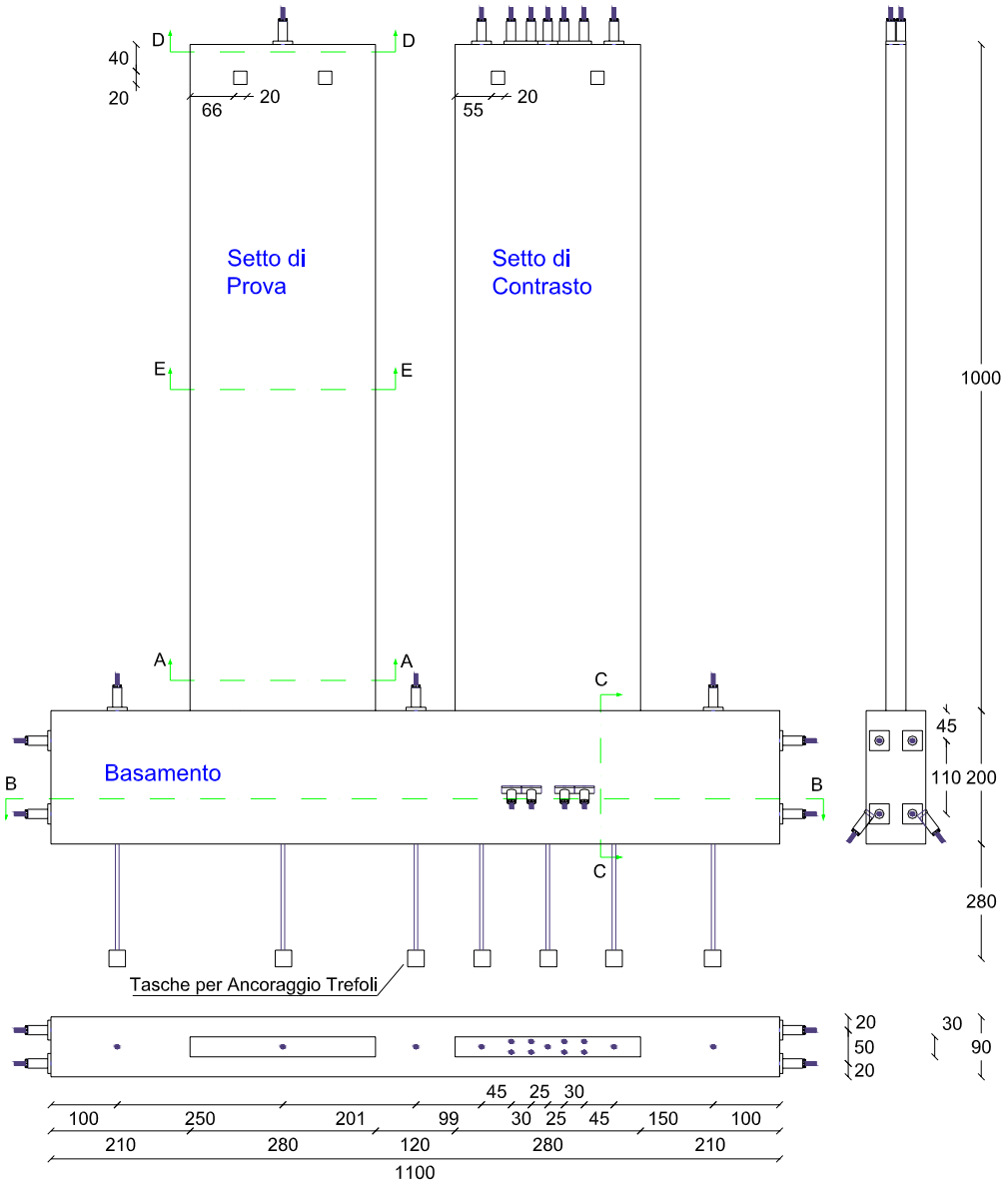


Tavola 12.1. Geometria della struttura

Sezione A - A

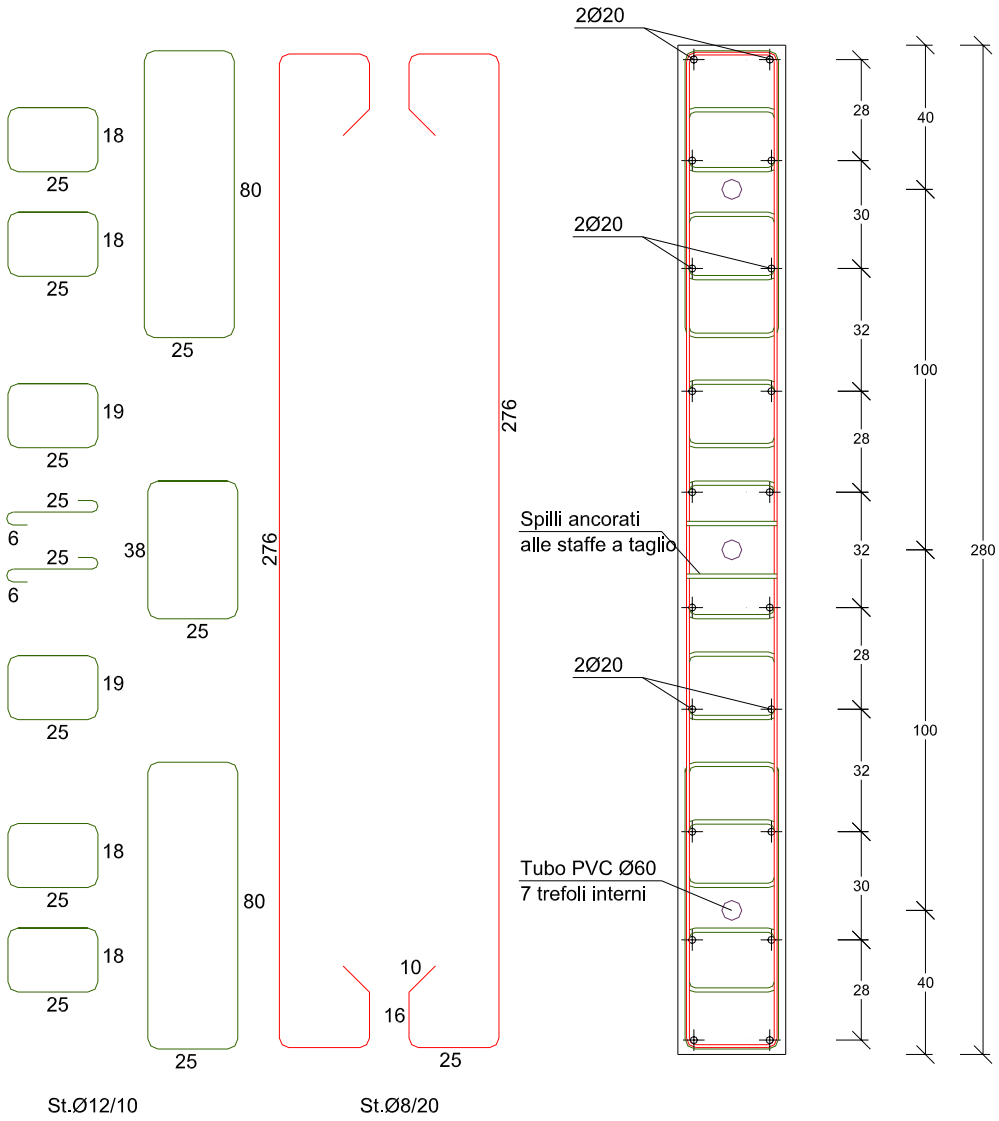


Tavola 12.2. Sezione A-A

Sezione B - B

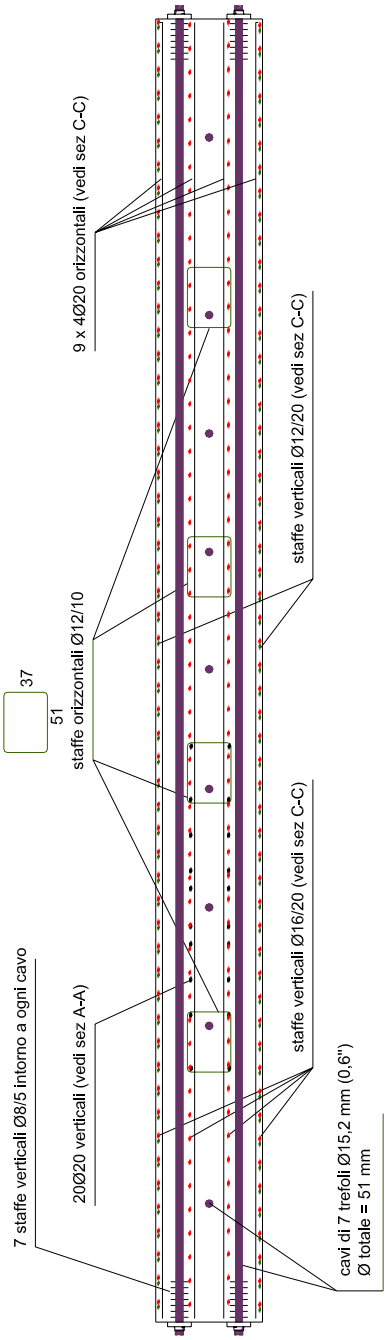


Tavola 12.3. Sezione B-B

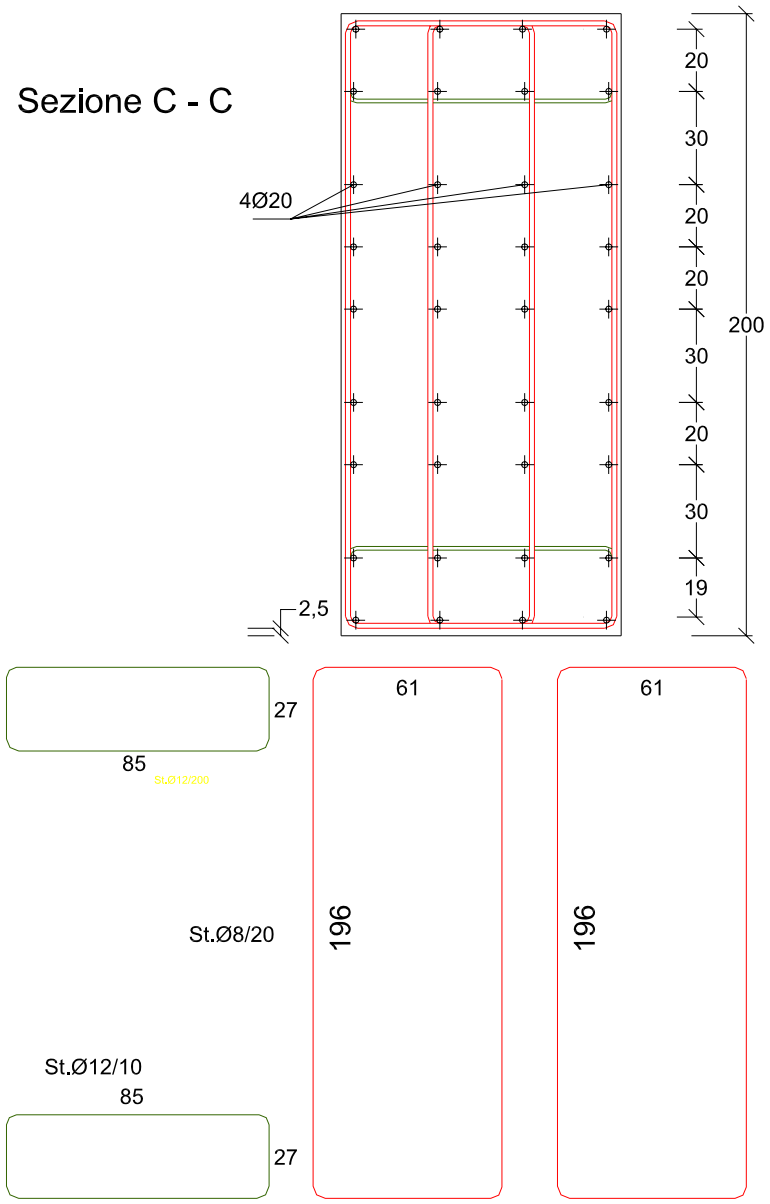


Tavola 12.4. Sezione C-C

Sezione D - D

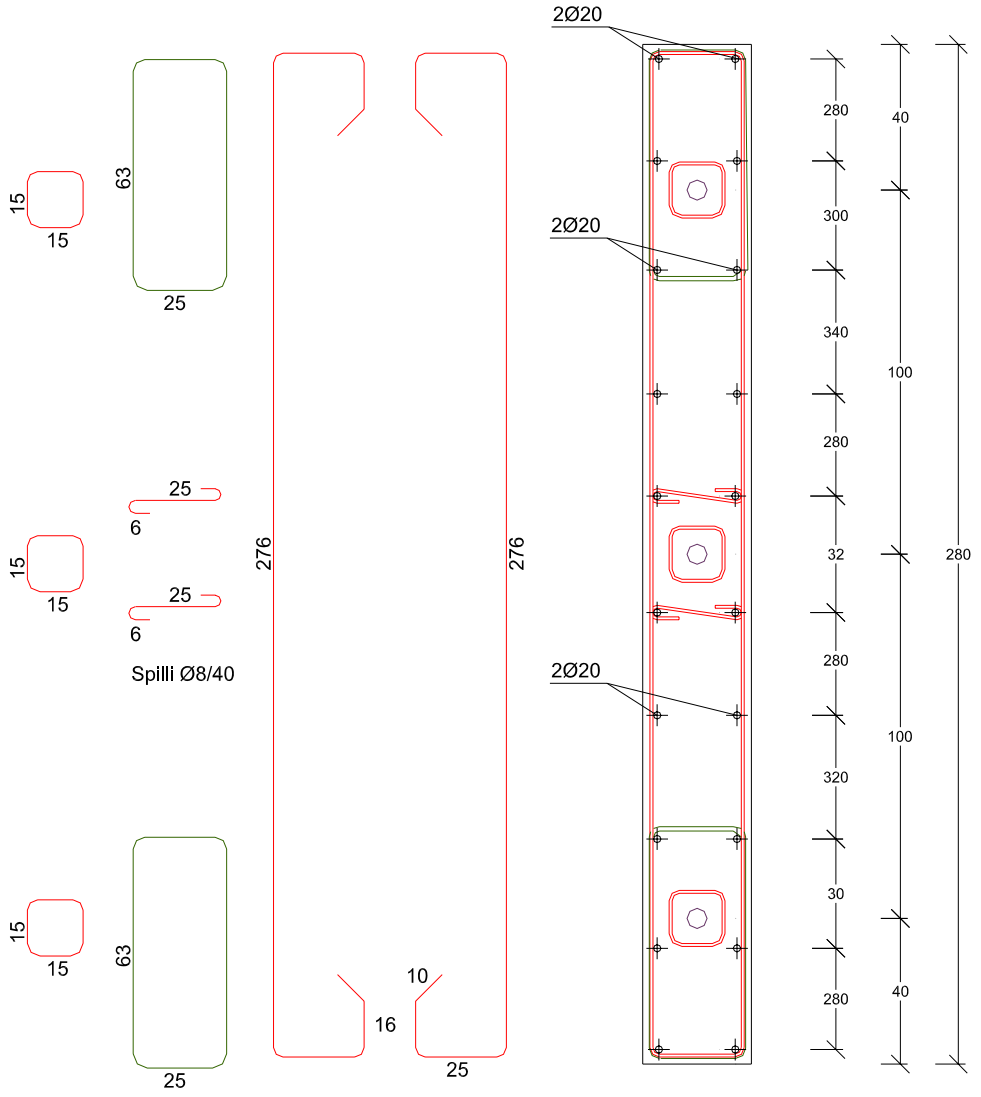


Tavola 12.5. Sezione D-D

Sezione E - E

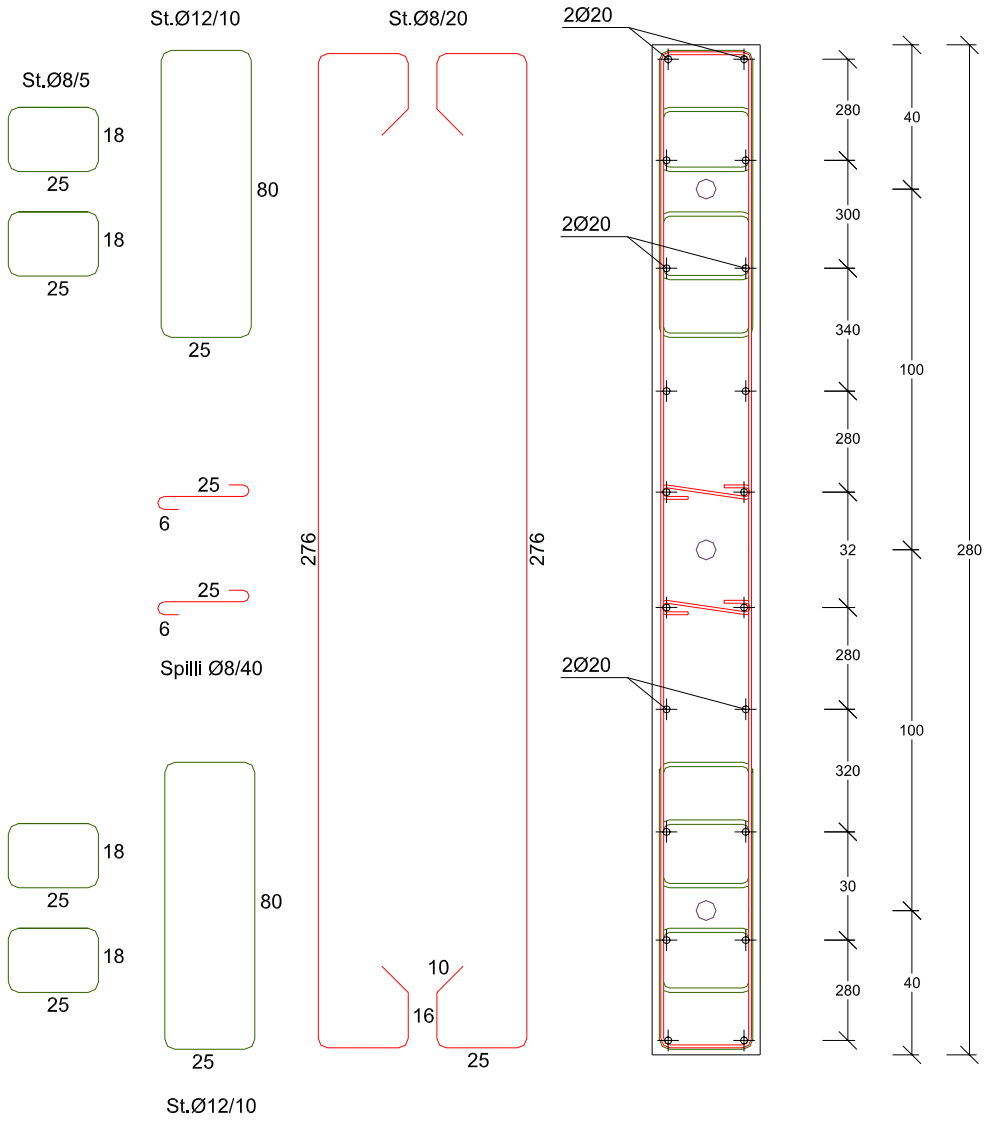


Tavola 12.6. Sezione E-E

13. SIMBOLOGIA

A_c	Area del calcestruzzo
A_m	Area di spinta dell'olio in pressione sul martinetto
A_s	Area dell'armatura tesa
A_{st}	Area delle staffe
$A_s^{'}$	Area dell' armatura compressa
α	Parametro dello stress block per sforzo di compressione
α_f	Velocità di spostamento del setto alla fine del periodo di applicazione del carico
α_i	Velocità di spostamento del setto all'inizio del periodo di applicazione del carico
b	Larghezza (intesa come dimensione minore) della sezione
b_s	Larghezza equivalente dell'armatura spalmata (intesa come dimensione minore)
b_w	Larghezza di base del setto (intesa come dimensione minore)
β	Parametro dello stress block per posizione dell'asse neutro
$C.R.$	Centro delle rigidezze
$C.T.$	Centro di taglio
χ	Rapporto tra deformazione di picco e media apparente dell'acciaio
χ_{el}	Rapporto tra deformazione di picco e media apparente dell'acciaio al limite elastico
d	Altezza utile della sezione
d'	Copriferro
$\Delta\ ;\ \delta$	Spostamento
$\Delta(AE)$	Variazione della distanza tra i punti A ed E
Δ_F	Spostamento del punto di applicazione della forza F
Δl	Allungamento

Δ_{top}	Spostamento in sommità
$\Delta_{top,i}$	Spostamento plastico in sommità
$\Delta_{top,iu}$	Spostamento plastico massimo in sommità
$\Delta_{top,u}$	Spostamento ultimo in sommità
$\Delta_{top,y}$	Spostamento al limite elastico in sommità
Δ_y ; δ_y	Spostamento al limite elastico
Δ_u ; δ_u	Spostamento ultimo
E_c	Modulo elastico del calcestruzzo
E_s	Modulo elastico dell'acciaio
e	Eccentricità
ε_c	Deformazione del calcestruzzo compresso
$\varepsilon_{cc,u}$; $\varepsilon_{cu,c}$	Deformazione ultima del calcestruzzo confinato
$\varepsilon_{\cos t}$	Deformazione costante
ε_{cr}	Deformazione a rottura del calcestruzzo teso
ε_{cu} ; $\varepsilon_{c,u}$	Deformazione ultima del calcestruzzo compresso non confinato
ε_{media}	Deformazione media
ε_N	Deformazione del tirante (trefolo)
ε_{reale}	Deformazione reale
ε_s	Deformazione dell'armatura tesa
$\varepsilon_{s,incr}$	Deformazione sperimentale dell'acciaio alla fine del tratto plastico (all'inizio del comportamento incrudente)
ε_{sm}	Deformazione dell'acciaio alla tensione massima
ε_{sy} ; ε_y	Deformazione convenzionale dell'acciaio al limite elastico
ε_{su} ; $\varepsilon_{s,u}$	Deformazione ultima dell'acciaio
ε_t	Deformazione del lembo teso
ε_{su}^*	Deformazione media apparente dell'acciaio
ε_s'	Deformazione dell'armatura compressa

ε'_{sy}	Deformazione sperimentale dell'acciaio alla fine del ramo lineare elastico
ε''_{sy}	Deformazione sperimentale dell'acciaio all'inizio del ramo plastico
$F;S$	Azione sollecitante
F_1 ; F_2	Forze sollecitanti all'istante 1 o 2
$F_{tot};S_{tot}$	Azione sollecitante risultante
F_v	Forza verticale
F_x ; F_y ; F_z	Forza in direzione x, y, o z
f_c	Resistenza a compressione del calcestruzzo
f_{cc}	Resistenza a compressione del calcestruzzo confinato
f_{cd}	Resistenza a compressione di progetto del calcestruzzo
$f_{c,dist}$	Sforzo di compressione nel calcestruzzo per larghezza della sezione, nel caso di armatura distribuita
f_{ck}	Resistenza cilindrica caratteristica del calcestruzzo a 28 giorni
$f_{ck,c}$	Resistenza cilindrica caratteristica del calcestruzzo confinato
f_{cm}	Resistenza cilindrica media sperimentale del calcestruzzo (indiretta)
f_{ct} ; f_t	Resistenza a trazione del calcestruzzo
f_{sy} ; f_y $f_{s,y}$	Tensione di snervamento dell'acciaio
$f_{sy,dist}$	Tensione di snervamento per larghezza equivalente dell'armatura spalmata, nel caso di armatura distribuita
f_{su}	Resistenza ultima dell'acciaio
f'_{sy}	Tensione sperimentale dell'acciaio alla fine del ramo lineare elastico
Φ	Diametro
$\phi_{XIII,A}$	Misura della curvatura massima nel ciclo XIII, lungo il tratto l_A
ϕ	Curvatura
ϕ_A ; ϕ_B ; ϕ_C	Misura della curvatura nei tratti l_A, l_B o l_C
ϕ_b	Curvatura alla base del setto

ϕ_{cr}	Curvatura di fessurazione del calcestruzzo
ϕ_m	Curvatura media
ϕ_p	Curvatura plastica
ϕ_y	Curvatura al limite elastico
$\phi_{y(0-2)}$	Misura della curvatura al limite elastico nel tronco di setto tra 0 e 2 metri di quota
$\phi_{y(0-2)^+}$	Misura della curvatura al limite elastico nel tronco di setto tra 0 e 2 metri di quota, nel verso del ciclo a spostamento positivo
$\phi_{y(0-2)^-}$	Misura della curvatura al limite elastico nel tronco di setto tra 0 e 2 metri di quota, nel verso del ciclo a spostamento negativo
$\phi_{y,A}$	Misura della curvatura al limite elastico lungo il tratto l_A
$\phi_{y,d}$	Curvatura al limite elastico nel caso di armatura distribuita
$\phi_{y,Nd}$	Curvatura al limite elastico in presenza di azione assiale, nel caso di armatura distribuita
ϕ_u	Curvatura ultima
$\phi_{u(0-2)}$	Misura della curvatura ultima nel tronco di setto tra 0 e 2 metri di quota
$\phi_{u(0-2)^+}$	Misura della curvatura ultima nel tronco di setto tra 0 e 2 metri di quota, nel verso del ciclo a spostamento positivo
$\phi_{u(0-2)^-}$	Misura della curvatura ultima nel tronco di setto tra 0 e 2 metri di quota, nel verso del ciclo a spostamento negativo
$\phi_{u,d}$	Curvatura ultima nel caso di armatura distribuita
$\phi_{u,Nd}$	Curvatura ultima in presenza di azione assiale, nel caso di armatura distribuita
ϕ_y^*	Curvatura apparente al limite elastico
ϕ_y'	Curvatura di primo snervamento per l'armatura tesa
ϕ_y''	Curvatura di snervamento completo per l'armatura tesa
G	Centro di massa
γ_{media}	Deformazione angolare media
H	Altezza

H_w	Altezza del setto
φ	Rotazione
φ_p ; ϑ_p	Rotazione plastica
φ_{pu} ; ϑ_{pu}	Rotazione plastica massima
φ_u	Rotazione ultima
φ_y	Rotazione al limite elastico
ϑ_F	Pendenza del setto al punto di applicazione della forza F
K,k	Rigidezza
L	Lunghezza
L_w	Lunghezza di base del setto
l_A ; l_B ; l_C	Lunghezza delle basi di misura degli strumenti per il controllo degli spostamenti dei punti A, B e C (vedi fig.8.14)
$l_{ACC'A'}$	Altezza del tronco di setto delimitato dalle sezioni A-A' e C-C' (vedi figura 14)
l_p	Lunghezza della cerniera plastica equivalente
M_{cr}	Momento flettente di fessurazione
M_{max}	Momento flettente massimo
$M_{p,\min}$	Momento flettente sollecitante minimo nella porzione analizzata
M_r	Momento flettente resistente
M_{Rif}	Momento flettente sollecitante di riferimento
$M_{r,u}$	Momento flettente resistente ultimo
M_s	Momento flettente sollecitante
M_w	Magnitudo
$M_{y,d}$	Momento flettente al limite elastico nel caso di armatura distribuita
$\mu_{XIII,A}$	Misura della duttilità di curvatura massima nel XIII, lungo il tratto l_A
μ_Δ	Duttilità di spostamento
μ_ϕ	Duttilità di curvatura

$\mu_{\phi,(0-2)\max}$	Massima duttilità di curvatura rilevata nel tronco di setto tra 0 e 2 metri di quota
$\mu_{\phi,d}$	Duttilità di curvatura nel caso di armatura distribuita
$\mu_{\phi,Nd}$	Duttilità di curvatura in presenza di azione assiale, nel caso di armatura distribuita
N	Azione assiale
N_u , N_{uc}	Azione assiale ultima della sezione di calcestruzzo
n_b	Numero barre di armatura
n_{st}	Numero staffe
v_A ; v_B ; v_C	Spostamento relativo dei punti A, B o C rispetto ad O
$v_{A'}$; $v_{B'}$; $v_{C'}$	Spostamento relativo dei punti A', B' o C' rispetto ad O'
P_m	Pressione nella camera interna martinetto
q	Fattore di struttura
q_0 ; K_W ; K_R	Coefficienti del fattore di struttura
θ_M	Rotazione della sezione media dovuta alla sola flessione
$\theta_{(M+V)}$	Rotazione della sezione media dovuta a flessione e taglio
R	Reazione
R_{ck}	Resistenza cubica caratteristica del calcestruzzo
$R_{ck,c}$	Resistenza cubica caratteristica del calcestruzzo confinato
R_{cm}	Resistenza cubica media sperimentale del calcestruzzo
$R_{cm,c}$	Resistenza cubica media sperimentale del calcestruzzo confinato (indiretta)
ρ_s	Percentuale geometrica di armatura
$\rho_{s,d}$	Percentuale geometrica di armatura complessiva nel caso di armatura distribuita
ρ_{sv}	Percentuale volumetrica di armatura
ρ'_s	Percentuale geometrica di armatura compressa
s_x ; s_y ; s_z	Passo delle staffe in direzione x, y o z
σ_2	Tensione di confinamento trasversale

$\sigma_{2,x}$; $\sigma_{2,y}$;$\sigma_{2,z}$	Tensione di confinamento trasversale in direzione x, y o z
σ_c	Tensione del calcestruzzo compresso
σ_r	Tensione di rifollamento del calcestruzzo
σ'_s	Tensione dell'acciaio compresso
T	Periodo
V	Taglio
$V_{dd,i}$	Resistenza a taglio per effetto spinotto
V_r	Taglio resistente
V_{rd1}	Contributo resistente a taglio offerto da effetto bietta, pettine, ingranamento e calcestruzzo in zona compressa
V_{rd2}	Contributo resistente a taglio del traliccio resistente offerto dai puntoni di calcestruzzo
V_{rd3}	Contributo resistente a taglio del traliccio resistente
V_{Rif}	Azione di taglio sollecitante di riferimento
V_s	Azione di taglio sollecitante
V_{wd}	Contributo resistente a taglio del traliccio resistente offerto dalle staffe
x	Posizione dell'asse neutro
x_y	Posizione dell'asse neutro al limite elastico
$x_{y,Nd}$	Posizione dell'asse neutro al limite elastico in presenza di azione assiale, nel caso di armatura distribuita
$x_{y,d}$	Posizione dell'asse neutro al limite elastico nel caso di armatura distribuita
$x_{u,d}$	Posizione dell'asse neutro in condizioni ultime nel caso di armatura distribuita
$x_{u,Nd}$	Posizione dell'asse neutro in condizioni ultime, in presenza di azione assiale, nel caso di armatura distribuita
x_r	Posizione dell'asse neutro ridotta (stress block)
Z	Braccio di coppia

14. BIBLIOGRAFIA

[B1] Bachmann H., “Problems relevant to poor ductility properties of european reinforcing steel”, 12th WCEE, 2000.

[B2] Blume J.A., Newmark N.M., Corning L.H., “Design of multi-storey reinforced concrete buildings for earthquake motions”, Portland cement association, Chicago, 1961, 318 pp.

[C1] Corso “Teoria e Progetto delle Costruzioni in C.A. e C.A.P.” dell’Università di Brescia, 2005.

[C2] Corso “Costruzioni in Zona Sismica” dell’Università di Brescia, 2005.

[C3] Corso “Advanced Seismic Design” della University of California at San Diego, 2004.

[C4] Cohn M.Z., Riva P., “Rotation capacity of structures concrete members”, Magazine of concrete research, 1994, 46, n°168, September, 223 – 234.

[C5] Collins M.P., Vecchio F.J., “Prestressed concrete structures”, 1997, Respone Pubblications, Canada.

[F1] Fintel M., “Performance of buildings with shear walls in earthquakes of the last thirty years” PCI Journal, 40(3), 62-80.

[G1] Giuriani E., Gubana A, “Box basement structures in seismic resistant buildings”, submitted 2003 to Journal of structural engineering, ASCE.

[G2] Giuriani E., Meda A., Riva P., “Cyclic behaviour of a full scale RC structural wall”, Engineering Structures 25 (2003) 835–845

[G3] Giuriani E., Gelfi P., “Sul fenomeno dello scollamento progressivo e sui movimenti delle armature in prossimità di fessure in via di formazione”, Studi e Riceche, vol. 4, 1982.

[G4] Giuriani E., Gelfi P., “Legami momenti-curvature locali di travi in cemento armato in presenza di taglio. Indagine sperimentale col Moirè” Atti del X

Convegno Naz. A.I.A.S., Arcavata di Rende, Cosenza, 22-25 settembre 1982.

[G5] Giuriani, E., Sforza, C., “Relazioni fra momenti e curvature medie e locali di una trave in cemento armato sottoposta a distorsioni crescenti e ripetute. Ricerca sperimentale col metodo del Moirè per sovrapposizione”, Studi e Ricerche, Vol. 3, Corso di Perfezionamento per le Costruzioni in Cemento Armato, F.lli Pesenti, Politecnico di Milano, 1981.

[G6] Gelfi P., Giuriani E., “Effetti della fessurazione sugli appoggi e in campata nelle travi continue in c.a.”, La Prefabbricazione, n°1, 1986.

[G7] Gelfi P., Giuriani E., “Modello teorico del legame costitutivo per le connessioni a piolo”, Studi e Ricerche, Vol. 9, 1987.

[G8] Giuriani, E., “Legami Momenti – Curvature per le fessure diffuse, concentrate e singole”, testimonianze e note scientifiche in onore del settantesimo compleanno del Prof. S. Dei Poli, Dip. Ing. Strutturale, Politecnico di Milano, 1985, pp. 301- 316.

[G9] Giuriani, E., “Theoretical analysis of the early second stage in r.c. beams”, CEB Bulletin d’Information, n. 153, April 1982, pp. 91, 116.

[G10] Green N.B., “Factors in the aseismic design of reinforced concrete shear walls without openings”, Journal ACI, Vol. 65, August 1968, pp. 629-633.

[H1] Holden T., Restrepo J.I., Mander J.B., “Seismic performance of precast reinforced and prestressed concrete walls” Journal of structural engineering, ASCE, march 2003.

[K1] Keintzel E., “Seismic design shear forces in RC cantilever shear walls structures”, European earthquake engineering, 3, 1990, pp. 7-16.

[K2] Karsas I.D., Jirsa J.O., “Behaviour of concrete under compressive loadings”, Journal of Structural Division, ASCE, vol. 95, ST12, December 1969, pp. 2543 – 2563.

[M1] Markevicius V.P., Gosh S.K., “Required shear strength of earthquake resistant shear walls” Research report 87-1, Department of civil

engineering and engineering mechanics, University of Illinois at Chicago, 1987.

[M2] Macchi G., ”Proposition pour le calcul des deformations du beton armé en vue des calculs hyperstatiques”, CEB Bull. Inf., 1964, n°52, 131 – 174.

[M3] Mattock A.H., “Rotational capacity of hinging regions in reinforced concrete beams”, Proc. Int. symp. On flexural mechanics of reinforced concrete, Miami, 1964. ACI, Detroit, Sp12, 143 – 182.

[M4] Mattock A.H., Hawkins N.M., Research on shear transfer in reinforced concrete” PCI Journal, Vol. 17, No 2, 1972, pp.55-75.

[M5] Macchi G., "Analysis of hyperstatic structures by the method of imposed rotation”, Ceb Recommendations for the design and construction of reinforced concrete structures, vol. 3, AITEC, Roma, 1972, pp.115 – 142.

[N1] Eurocodice 8, “Design of structures for earthquake resistance”, BS EN 1998-1:2004

[N2] POLA, The Port of Los Angeles Seismic Code, www.polaseismic.com/polacode.htm, 2005.

[N3] Eurocode 2, ”Design of concrete structures”, BS EN 1992-1-1:2004.

[N4] Ordinanza n° 3274 del Presidente del Consiglio dei Ministri, “Primi elementi in materia di di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica”, Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana, 20-3-2003.

[N5] Newmark N.M., Rosenblueth E., “Fundamentals of earthquake engineering”, Prentice-Hall, Englewood Cliffs, N.J., 1971, 640 pp.

[O1] O’Leary A.J., “Shear, flexure and axial tension in reinforced concrete members”, Ph.D. Thesis, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand, 1970, 380 pp.

[P1] Priestley M.N.J., “Myths and fallacies in earthquake engineering, revisited”, The Mallet Milne Lecture, 2003.

[P2] Paulay T., “Some design principles relevant to torsional phenomena in ductile buildings”, Journal of earthquake engineering, 2001, Vol. 5, n°3.

[P3] Paulay T., Priestley M.N.J, “Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings”, 1992, Wiley-interscience.

[P4] Park R., Paulay T., “Reinforced concrete structures”, 1975, Wiley-interscience.

[P5] Paulay T., Priestley M.N.J, Synge A.J., “Ductility in earthquake resisting shear walls”, ACI Journal, July-August 1982.

[P6] Paulay T., Park R., Phillips, “Horizontal construction joints in cast in place reinforced concrete”, Shear in reinforced concrete, ACI Special Pubblication 42, vol. 2, Detroit, 1974, pp. 599 – 616.

[P7] Pozzati P., “Teoria e tecnica delle strutture”, UTET 1977, Vol.2, part.1.

[R1] Restrepo J.I., “Issue related to the seismic design of reinforced concrete structural systems”, Sesoc Journal, April 2000, vol.13, n°1.

[R2] Regan P.E., “Behaviour of reinforced and pre-stressed concrete subjected to shear force”, Proceedings, Institution of civil engineers, paper 7441S, 1971 Supplement (XVII), pp. 337 – 364.

[R3] Rosman r., “Analysis of special concrete shear wall systems”, proceedings of the Institutions of Civil Engineers, 1970, supplement (VI) paper 72665, pp. 131-152

[S1] Shioya T., “Shear properties of large reinforced concrete member”, Special report of Institute of Technology, Shimizu Corporation, n° 25, Feb. 1989, 198 pp.

[S2] Sinha B.P., Gerstle K.H., Tullin L.G, “Stress-strain relationships for concrete under cyclic loading”, Journal ACI, vol. 61, n° 2, February 1964, pp. 195 – 211.

[V1] Veletsos A.S., Newmark N.M., “Effect of inelastic behaviour on the response of simple systems to earthquake motions. Proceedings of the 2nd world conference on earthquake engineering, Japan, Vol. 2, 1960, 895-912.

[V2] Vecchio F.J., Collins M.P., “Predicting the response of reinforced concrete beams subjected to shear using the modified compression field theory”, ACI Structural Journal, vol. 85, n° 4, May – June 1988, pp. 258 – 268.