



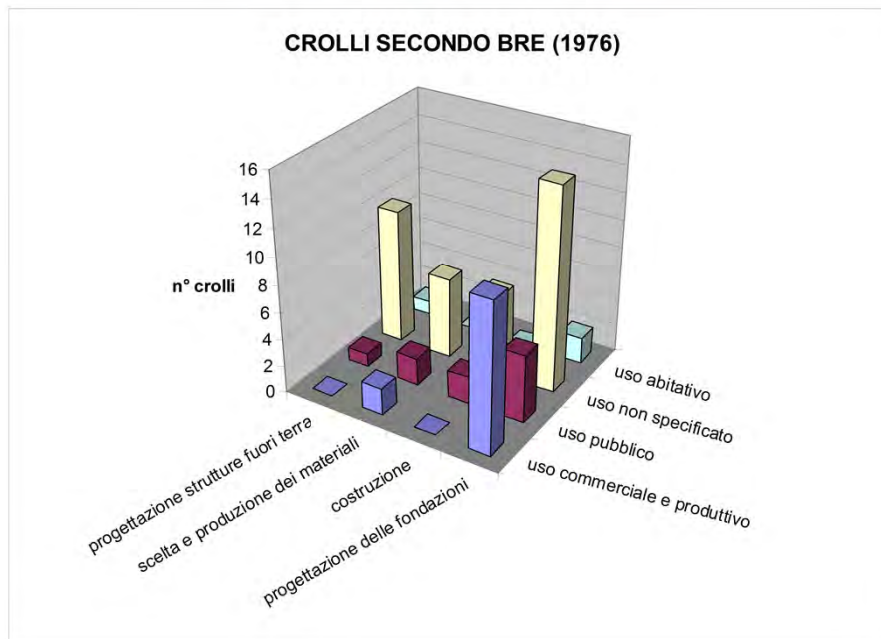
Giornata di aggiornamento su
**INDAGINI SPERIMENTALI
SULLE STRUTTURE
E ASPETTI GIUDIZIARI**
Cagliari, 1 marzo 2013



INTERAZIONE DI STRUTTURE CON SCAVI IN AMBIENTE URBANO

prof. ing. Sergio Tattoni
Dipartimento di Ingegneria Civile Ambientale ed Architettura
Università di Cagliari
stattoni@unica.it
tattoni@stru.polimi.it

UN PO' DI STATISTICA

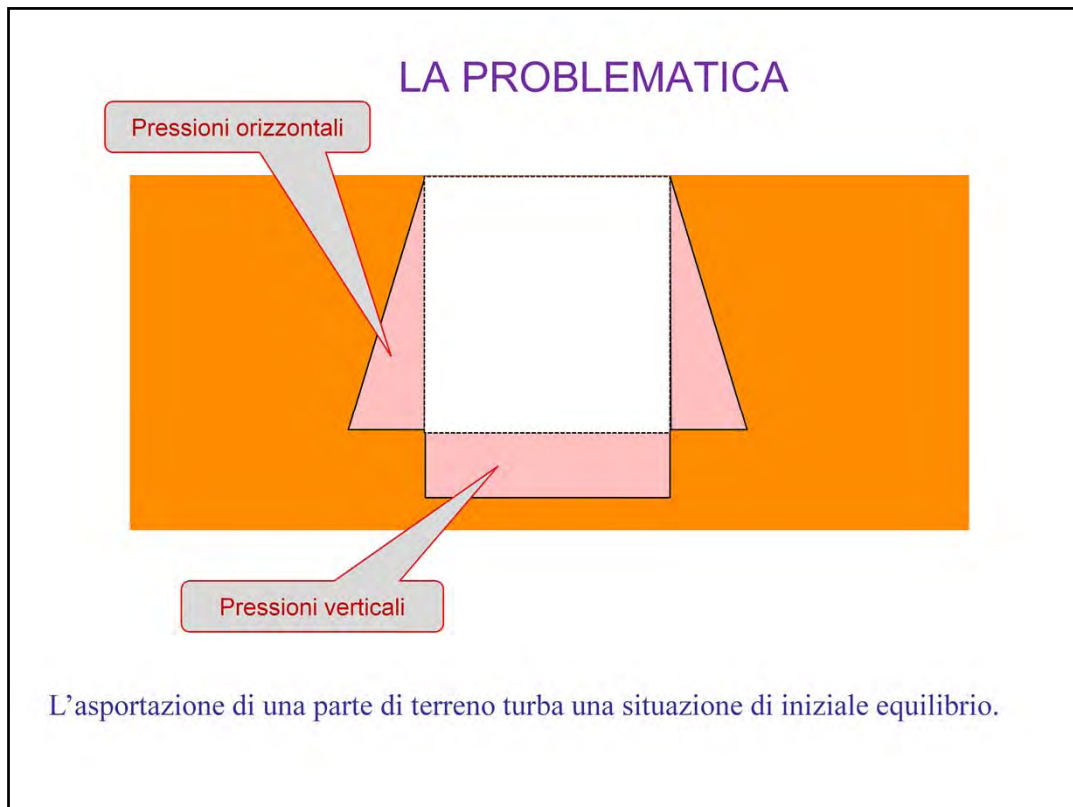


I problemi dovuti alle fondazioni sono sempre stati rilevanti, come dimostra la statistica del British Research Establishment.

Recente, specie a causa della carenza di posti auto nelle parti più antiche delle nostre città, si realizzano posteggi interrati scavando in prossimità di edifici esistenti, alcuni anche di antica o comunque non recente realizzazione. Ne derivano spesso danni più o meno gravi o reali, e contenziosi giuridici.

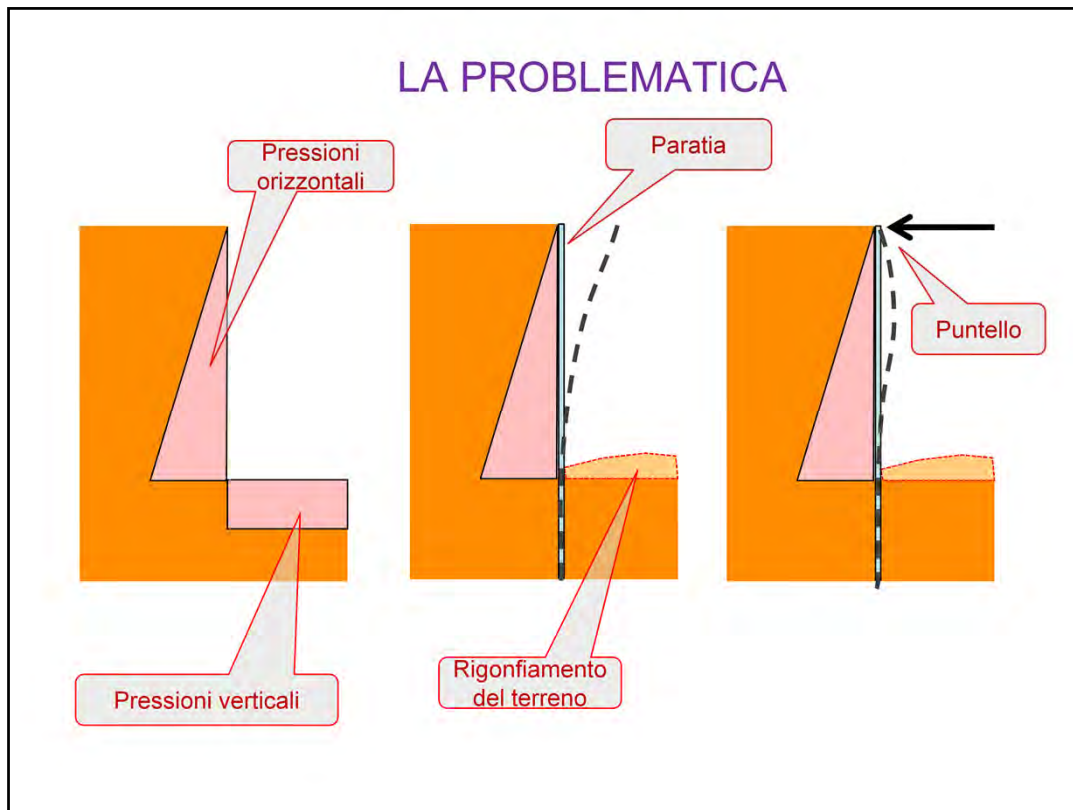
Nell'intervento che si intende qui presentare, si richiamano le tecniche attualmente in uso per realizzare tali scavi e si indicano alcuni criteri per valutare le conseguenze di cedimenti differenziali provocati dagli scavi stessi.

La presentazione si conclude con l'illustrazione di alcuni casi reali.



Nel terreno sono presenti delle pressioni orizzontali e verticali autoequilibrate. L'operazione di scavo, rimuovendo la porzione di terreno che assicurava localmente l'equilibrio, modifica lo stato di sollecitazione del terreno che tende quindi a franare all'interno dello scavo.

Il terreno in prossimità tende dunque a cedere.



L'effetto dello scavo è dunque quello di decomprimere il terreno inizialmente in equilibrio e provocare la frana delle pareti.

Per evitare tale inconveniente è necessario disporre un elemento strutturale (generalmente una paratia) adeguatamente infissa nel terreno al disotto del fondo scavo, in modo da equilibrare le pressioni orizzontali. Nessun presidio normalmente vien adottato per le pressioni verticali sul fondo scavo, e quindi si ha un rigonfiamento del terreno .

Le pressioni orizzontali agiscono sulla paratia che si inflette. Se lo scavo è troppo profondo o la paratia non è adeguatamente rigida, possono comunque darsi crolli e smottamenti parziali o totali.

L'applicazione di un puntellamento sulla testa della paratia ne riduce la luce libera e quindi riduce drasticamente le sollecitazioni e le deformazioni della stessa.



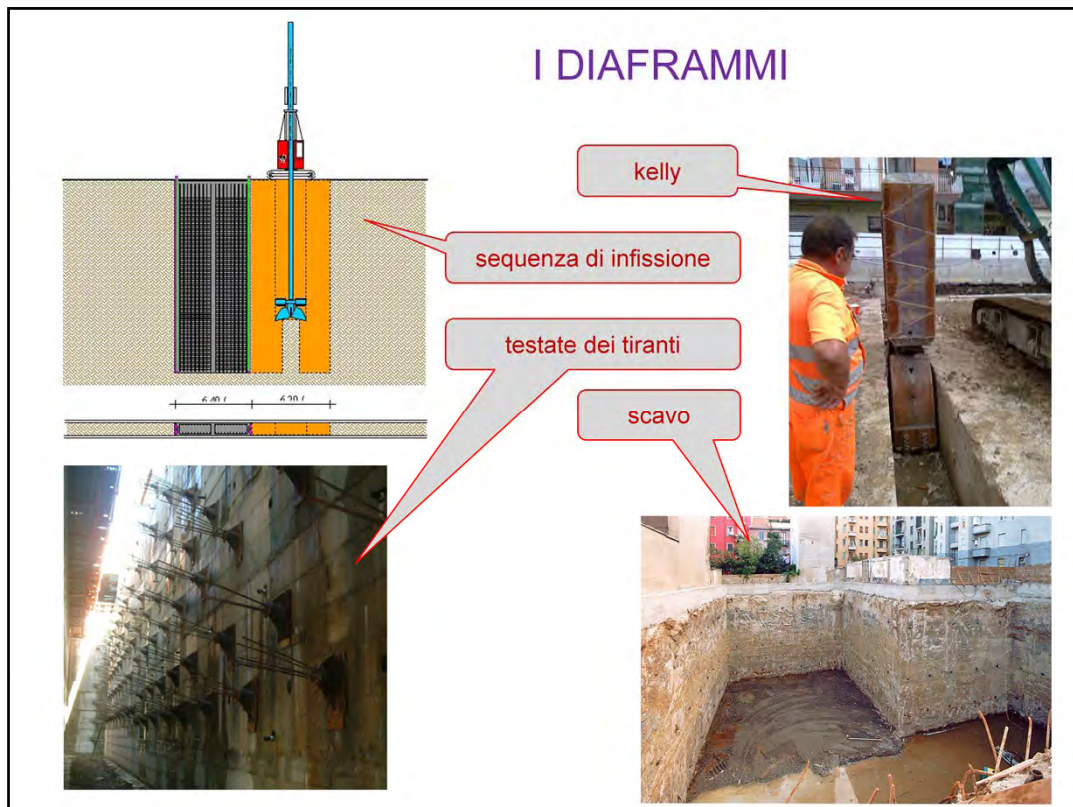
Le palancole sono costituite da elementi laminati in acciaio piegati in modo da conferire loro una adeguata rigidità. I bordi laterali di tali elementi sono sagomati opportunamente in modo da formare una solida connessione fra due palancole contigue. Le connessioni possono essere rese impermeabili con l'inserimento di sigillante.

Le palancole vengono infisse nel terreno mediante vibrazione: l'effetto dinamico consente all'elemento di penetrare nel terreno sino alla profondità desiderata.

Una volta infisse, le palancole vengono a costituire una paratia di adeguata rigidità. La rigidità e la capacità portante possono essere incrementate con l'uso di tiranti o di puntelli.

Lo scavo viene poi ultimato con la realizzazione degli orizzontamenti, i quali svolgono la funzione di puntelli.

La superficie delle palancole è liscia e può anche essere lasciata a vista e verniciata.



I diaframmi in calcestruzzo sono costituiti da pareti in conglomerato armato che vengono gettati in appositi scavi.

Gli scavi vengono eseguiti con una attrezzatura a benna mordente detta «kelly», e per evitare franamenti delle sponde lo scavo viene riempito con fango bentonitico.

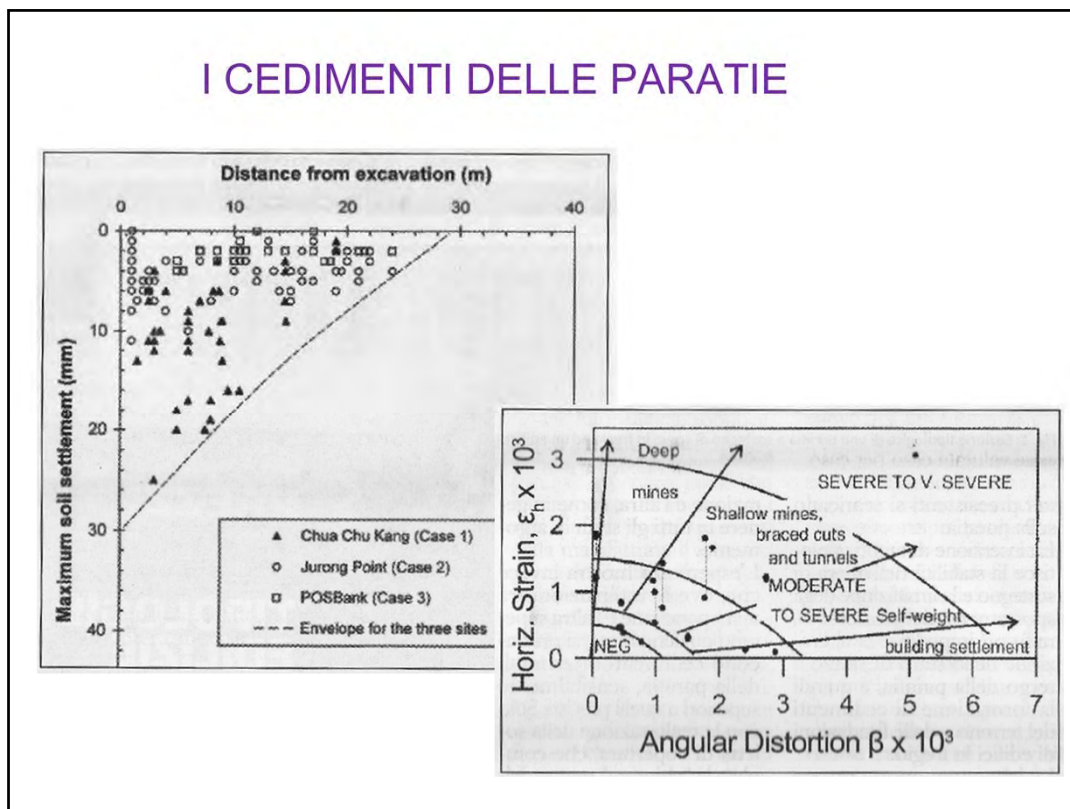
Gli scavi vengono eseguiti «a campione», ossia si scava un diaframma per uno sviluppo di circa 6 m e, dopo aver disposto la gabbia di armatura, si getta il conglomerato che va a sostituire il fango bentonitico. A presa avvenuta si può procedere allo scavo successivo e così via per tutto lo sviluppo previsto per la paratia.

Una volta ultimati, i diaframmi vengono a costituire una paratia di adeguata rigidità. La rigidità e la capacità portante possono essere incrementate con l'uso di tiranti o di puntelli.

Lo scavo viene poi ultimato con la realizzazione degli orizzontamenti, i quali svolgono la funzione di puntelli.

La superficie dei diaframmi è molto irregolare. Può anche essere lasciata a vista, ma generalmente viene nascosta da un getto in c.a. di regolarizzazione.

I CEDIMENTI DELLE PARATIE



Il primo grafico, dovuto a Teoh Yaw Poh e altri, riporta il cedimento nel terreno in funzione della distanza dello scavo (sono riportati scavi anche molto profondi fino a 50 m). La distanza alla quale l'assessamento può essere trascurato si colloca intorno ai 20 m. Rilievi eseguiti in Italia (A. Castellani, G. Pittelli, B. Finzi) mostrano che l'ordine di grandezza delle componenti orizzontali degli spostamenti è attorno a 5 – 7 mm, e si constata un moto simile per paratie e per il terreno fino ad una distanza di una decina di metri dalle paratie stesse; tale moto pertanto interessa le fondazioni di edifici posizionate in questa fascia d'ambito.

L'ampiezza di tali spostamenti, limitata a qualche mm, è accompagnata da distorsioni angolari anch'esse limitate, ed entrambe in genere non producono lesioni sugli edifici.

Nel secondo grafico (Boscarding e Cording) sono riportate le correlazioni fra distorsioni angolari del piano di fondazione degli edifici ed il livello di danno atteso sugli stessi.

Si può concludere che, per nuove opere che prevedono scavi il cui perimetro dista meno di 10 m da edifici preesistenti, è quanto mai opportuno predisporre un sistema di monitoraggio in grado di rilevare con continuità spostamenti e deformazioni delle paratie e degli edifici limitrofi.

Ovviamente è necessaria una adeguata calcolazione delle opere di sostegno che non può limitarsi alla sola verifica delle paratie sollecitate dall'azione orizzontale del terreno, ma che deve prevedere l'analisi dell'ammasso di terreno interessato.

LA TECNICA TOP DOWN



E' possibile effettuare scavi con paratie senza inserire dei tiranti, ma realizzando delle puntellazioni prima di iniziare gli scavi.

La puntellazione è costituita dallo stesso impalcato superiore che viene realizzato prima dello scavo.

In pratica la parte interrata dell'edificio viene costruita dall'alto verso il basso (top-down) e l'edificio stesso sostituisce progressivamente il terreno che viene tolto.

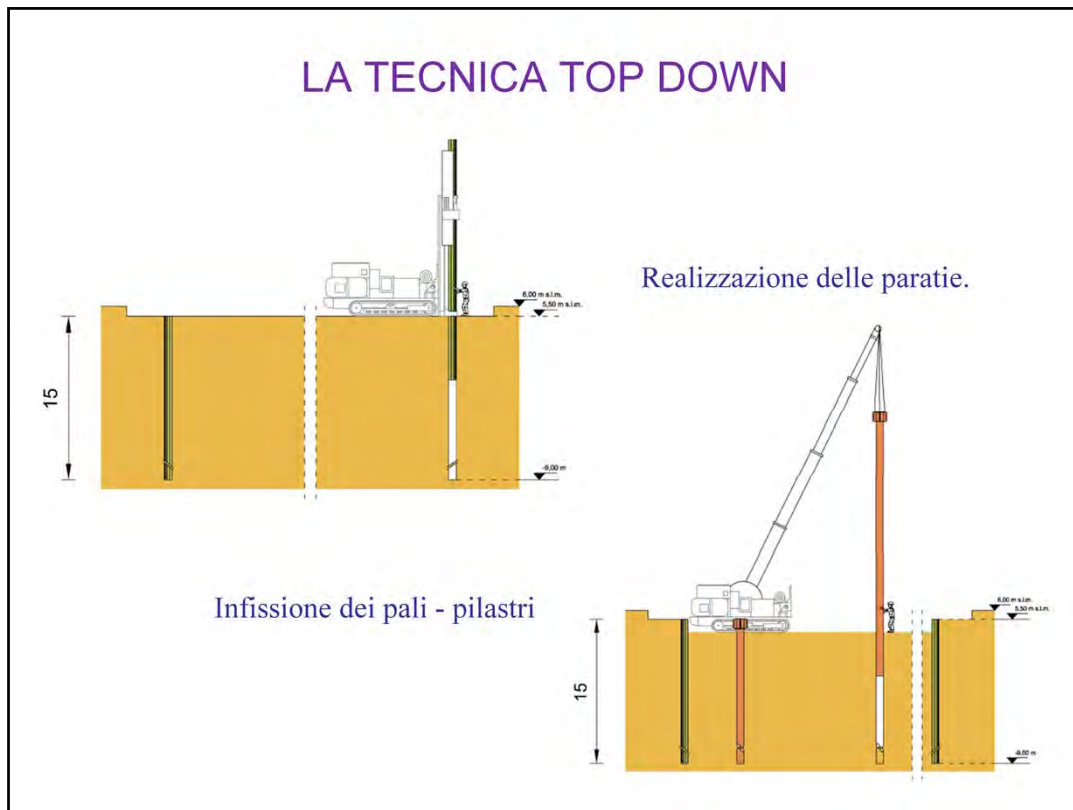


La tecnica " Top Down" rovescia la procedura tradizionale ,introducendo le fasi di lavorazione che verranno eseguite come da cronologia temporale di seguito elencata:

1. Costruzione del solaio "a piano strada".
2. Rifacimento della nuova urbanizzazione della area urbana impegnata.
3. La restituzione della area urbana alla cittadinanza in tempi rapidi, vedi esempio "Stazione Garibaldi Milano".
4. Il completamento "in galleria" della autorimessa.

I **vantaggi** principali che questa tecnica offre possono essere così descritti:

- terminata la fase di finitura, la superficie può essere utilizzata come area di cantiere o ripristinata come suolo pubblico;
- circoscrive l'area di cantiere al perimetro effettivo dei lavori senza invadere spazi adiacenti;
- permette un ripristino della superficie di lavoro in tempi brevi;
- offre una maggiore sicurezza, dato che le opere di contenimento del terreno sono subito puntellate e, di conseguenza, le loro deformate sono più contenute, si riducono inoltre i possibili danneggiamenti ai fabbricati esistenti nelle immediate vicinanze;
- minimizzare i disagi per i residenti evitando di lasciare aperto uno scavo profondo ed ampio in pieno centro urbano;



Le fasi del cantiere sono le seguenti:

FASE 1.

Prima di procedere con gli scavi, si eseguono: sbancamento, infissioni delle paratie perimetrali e trivellazioni per pali- pilastri.

FASE 2.

Una volta che sono state eseguite tali prime operazioni, si pongono in opera le strutture dell'impalcato superiore e si getta la soletta. Vengono però lasciate ampie aperture per consentire il passaggio di materiali strutturali e materiale di scavo. L'impalcato comunque è in grado di costituire un diaframma rigido tra le sommità delle paratie.

FASE 3.

Si prosegue nello scavo al di sotto dell'impalcato superiore. Se previsto dal progetto si realizzano gli altri impalcati, man mano che si raggiungono le rispettive quote. Ogni impalcato realizzato esplicherà la funzione di diaframma.

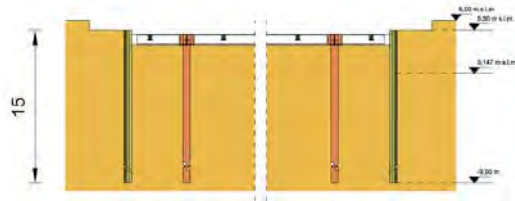
FASE 4.

Posa dei tamponi sul piano di scavo al fine di proteggere il manufatto dalle falde acquifere e successivamente si procede alla realizzazione della platea di fondazione.

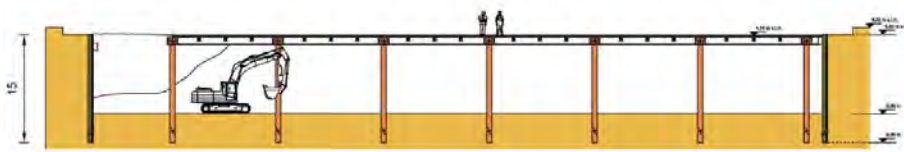
FASE 5

Realizzazione degli elementi strutturali rimanenti (rampe veicolari, vani di sicurezza antiincendio ed ascensori).

LA TECNICA TOP DOWN

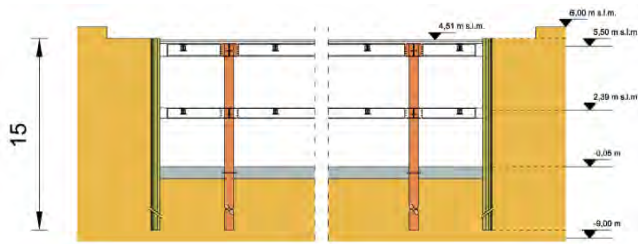


Realizzazione dell'impalcato superiore.

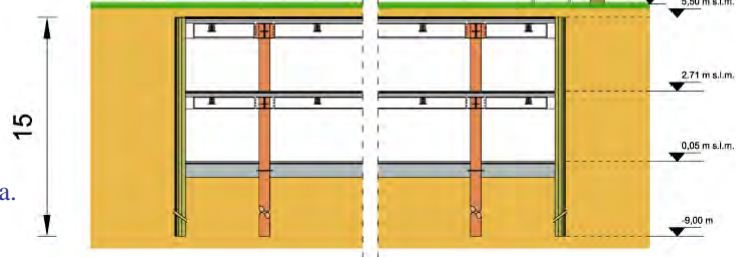


Scavo al di sotto dell'impalcato superiore.

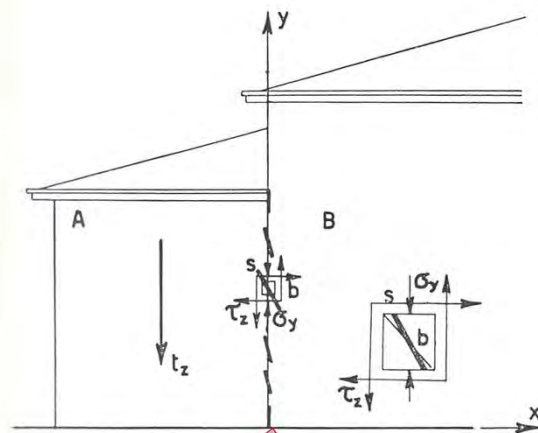
LA TECNICA TOP DOWN



Realizzazione degli impalcati inferiori e della platea di fondazione.
Opere di finitura.



TIPI DI LESIONI 1



Un cedimento differenziale, esaltato da una disomogeneità della struttura in elevazione, può provocare il distacco di due corpi di fabbrica.

La giacitura della direttrice fessurativa involuppa le fratture indotte da stati di sforzo puntuali

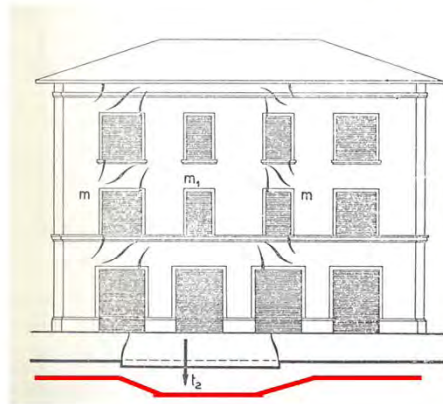
I movimenti del terreno possono provocare danni agli edifici se non omogenei (cedimenti differenziali). Particolarmente sensibili a tale cedimento sono gli edifici in muratura o con componenti murarie (p.e. edifici a telaio in conglomerato armato con murature in laterizio di chiusura e di partizione) a causa della scarsa duttilità del materiale e della sua scarsa resistenza a trazione.

Il danneggiamento, che si manifesta generalmente con la formazione di fessure (soluzioni di continuità) si origina dagli sforzi di scorrimento fra due parti contigue che poi danno luogo a rotture locali per trazione. L'involuppo delle rotture locali dà poi origine alla cosiddetta «direttrice fessurativa».

Mentre è possibile, sia pure con un consistente impegno di calcolo, determinare la direttrice fessurativa a partire da un determinato stato di sforzo o di deformazione, non è invece possibile percorrere il processo inverso, ossia la determinare lo stato di sforzo o di deformazione in base alla conoscenza della direttrice fessurativa.

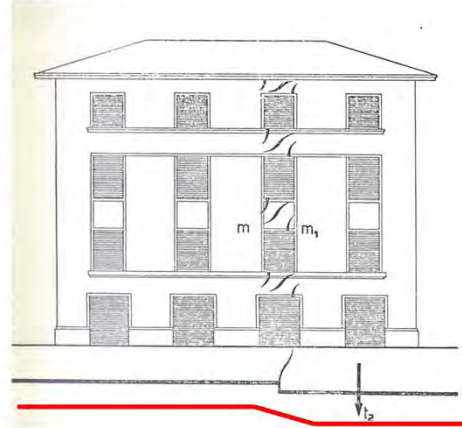
Vi sono tuttavia delle situazioni tipiche, presentate nelle immagini seguenti, che possono guidare il tecnico a formulare ragionevoli ipotesi di lavoro, salvo poi verificarle con altri strumenti.

TIPI DI LESIONI 2



Principio della **omotetia della direttrice fessurativa** con la deformata.

Lesioni da cedimento localizzato. L'andamento delle fessurazioni indica univocamente il cedimento differenziale che le ha causate.

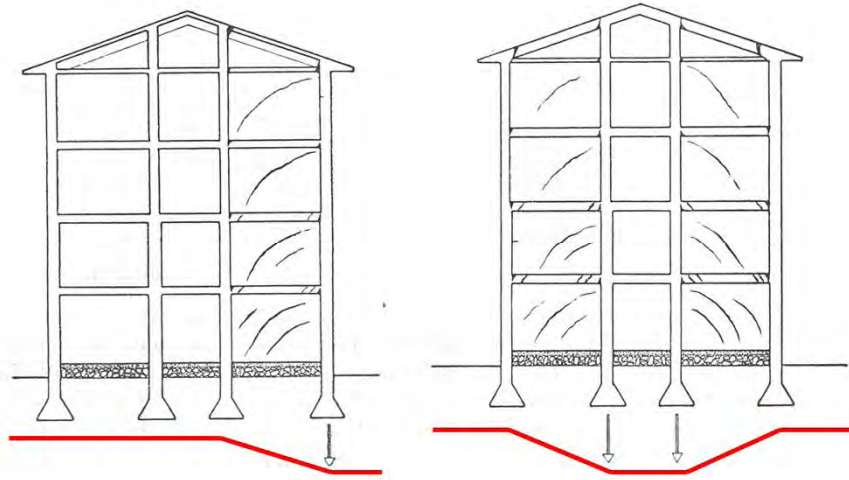


Un principio comunemente accettato (dovuto a S. Mastrodicasa) è quello della «omotetia della direttrice fessurativa».

In un pannello murario la direttrice fessurativa è omotetica (ossia «simile» anche se con un diverso fattore di scala) al cedimento che l'ha provocata.

La corretta interpretazione del postulato può essere complicata dalla presenza di aperture nella muratura interessata.

TIPI DI LESIONI 3



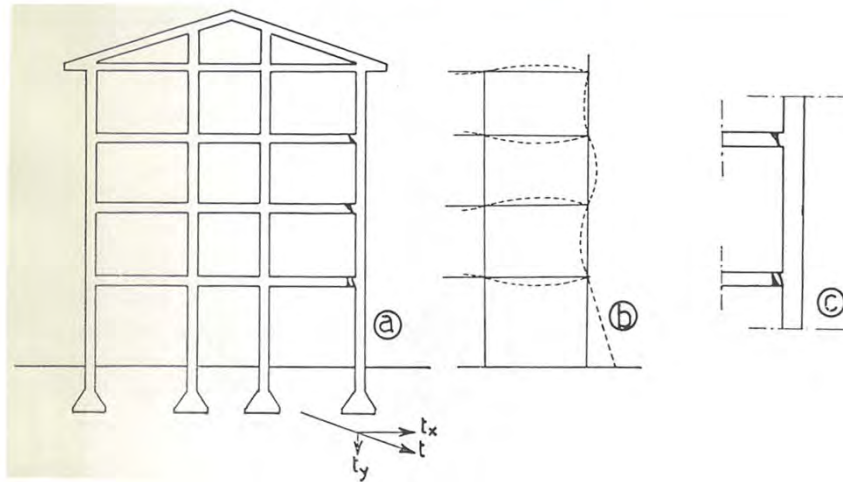
Negli edifici intelaiati in c.a. i tramezzi, molto più rigidi dell'ossatura portante, si fessurano evidenziando l'atto di moto.

Nel caso di edifici intelaiati in conglomerato armato, le murature (chiusure o tramezzi) sono inserite all'interno di telai. Si ha quindi un movimento più complesso:

Il cedimento deforma i telai in c.a., che a loro volta trascinano nel movimento le murature in essi contenute.

Le murature si fessurano con entità variabile dal basso verso l'alto proporzionalmente alla deformazione dei telai. Questi a loro volta possono danneggiarsi in corrispondenza dei nodi a causa delle rotazioni imposte e della inversione dell'azione flettente rispetto a quella data dai carichi permanenti e di esercizio.

TIPI DI LESIONE 4



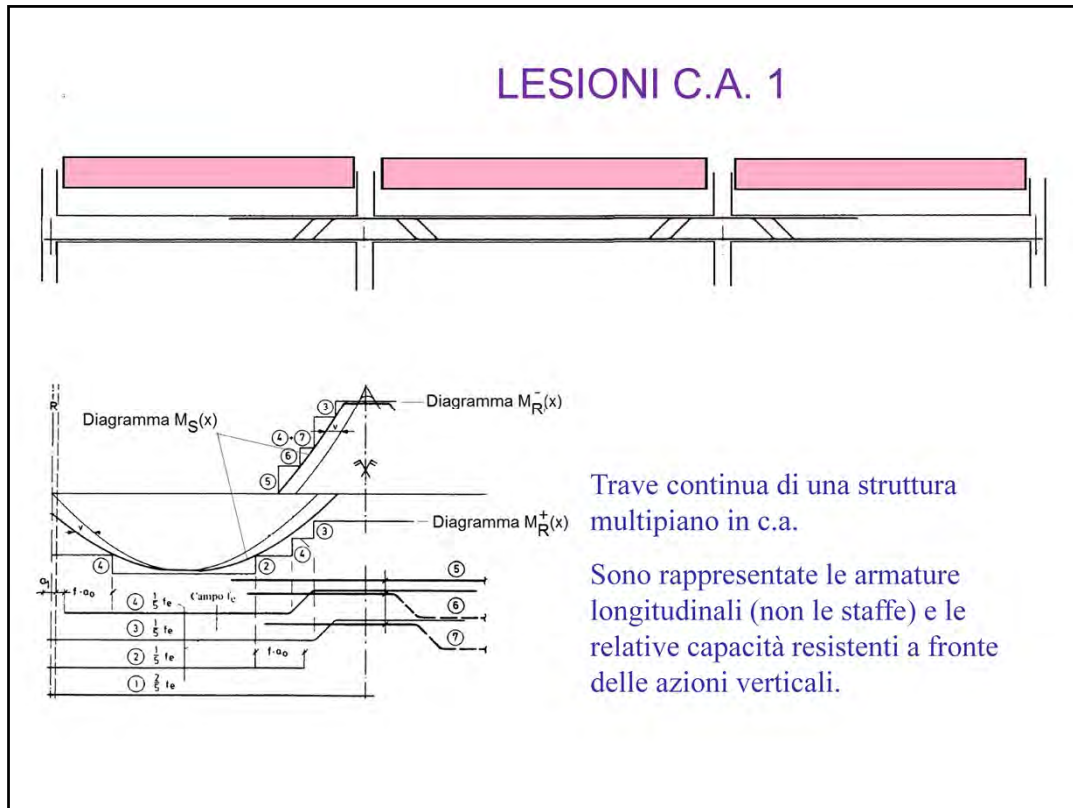
Nelle strutture intelaiate in c.a. il cedimento provoca soprattutto danneggiamenti nei nodi, sia per eccessiva deformazione, sia perché spesso dimensionati per sostenere azioni flettenti e taglianti di segno opposto a quello provocato dal cedimento.

Le immagini presentate riguardano i casi di cedimento e rotazione separati. In realtà i due movimenti possono essere anche contemporanei e di diversa entità. Da qui la difficoltà di una interpretazione quantitativa del cedimento in base al solo esame autoptico della direttrice fessurativa.

Per approfondire si dovrà dar luogo ad una indagine topografica con livellazioni di precisione e verifica delle verticalità.

Si tenga presente che si possono verificare anche casi di «innalzamento differenziale», del corpo fondazionale a causa di rigonfiamento del terreno. Il postulato enunciato conserva comunque la sua validità.

LESIONI C.A. 1



Trave continua di una struttura multipiano in c.a.

Sono rappresentate le armature longitudinali (non le staffe) e le relative capacità resistenti a fronte delle azioni verticali.

Si discute nelle prossime immagini del problema delle lesioni in elementi in c.a. (con particolare riguardo alle travi) in caso di cedimento differenziale di uno o più pilastri.

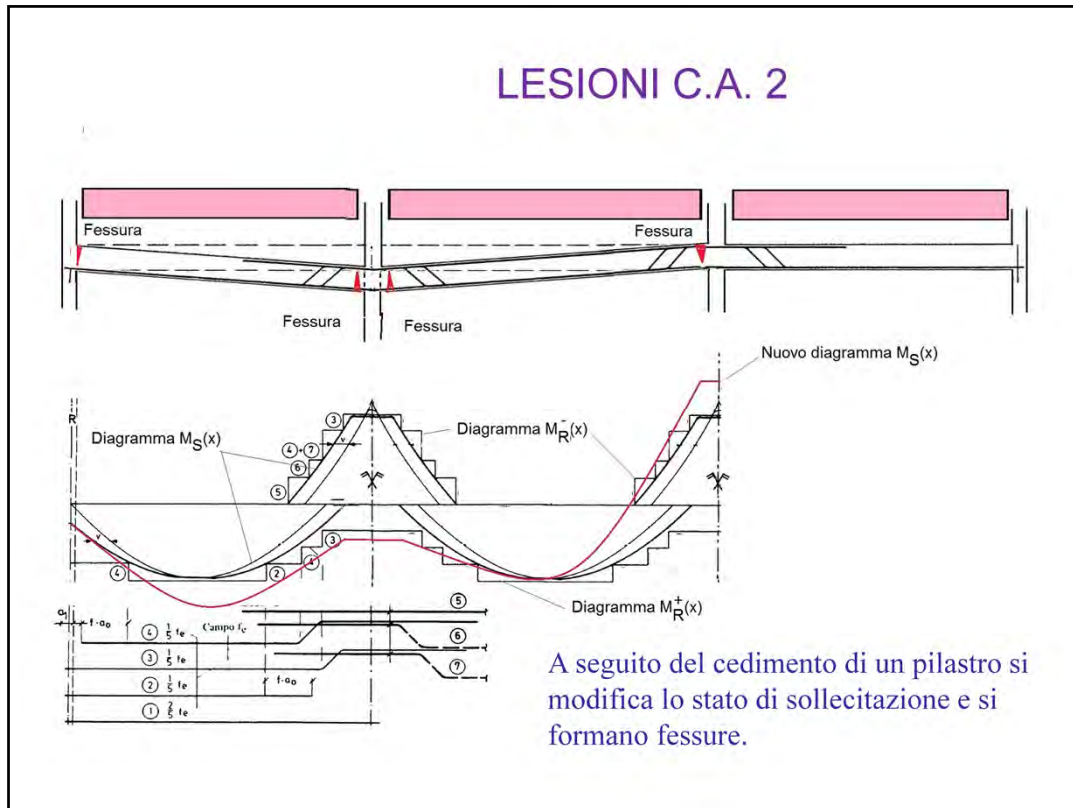
Nell'immagine in figura è rappresentata una trave continua su quattro pilastri soggetta a carichi verticali (permanent e di esercizio) combinati secondo le Norme Tecniche per le Costruzioni (DM 14/01/2008).

Vengono rappresentate le armature (in vista ed esplose) ed i relativi diagrammi dei momenti resistenti $M_R(x)$ positivi e negativi. La verifica di sicurezza vuole che in ogni sezione il momento resistente sia superiore o uguale a quello sollecitante:

$$(M_R(x) \geq M_S(x))$$

È facile verificare dalla figura che ciò avviene, dato che il diagramma $M_S(x)$ è sempre contenuto in $M_R(x)$.

LESIONI C.A. 2



A seguito del cedimento di un pilastro si modifica lo stato di sollecitazione e si formano fessure.

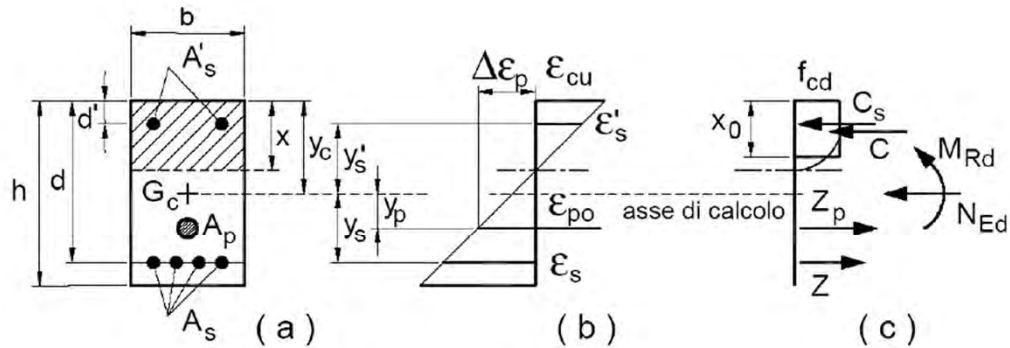
Nel caso di cedimento (nell'esempio ha ceduto il secondo pilastro) si ha una profonda modifica dell'azione sollecitante $M_S(x)$, indicata dalla linea rossa tracciata qualitativamente.

Si può vedere in questo caso che in alcune sezioni la linea del momento sollecitante $M_S(x)$ è esterna a quella del momento resistente $M_R(x)$.

Ne consegue che l'armatura in queste sezioni è insufficiente a sostenere le trazioni indotte dalla flessione e tende a snervarsi ed il calcestruzzo a fessurarsi. Se le sezioni sono sufficientemente duttili la rotazione conseguente al cedimento consente la redistribuzione delle azioni interne e la struttura potrebbe trovare un nuovo equilibrio, anche se a prezzo di grandi deformazioni e fessurazioni.

Pertanto la valutazione della sicurezza di una struttura in caso di cedimento (e all'inverso il massimo cedimento ammissibile per una data struttura) dipende dalla capacità delle sezioni di ruotare senza che si schiacci il calcestruzzo compresso.

SEZIONE IN CLS ARMATO



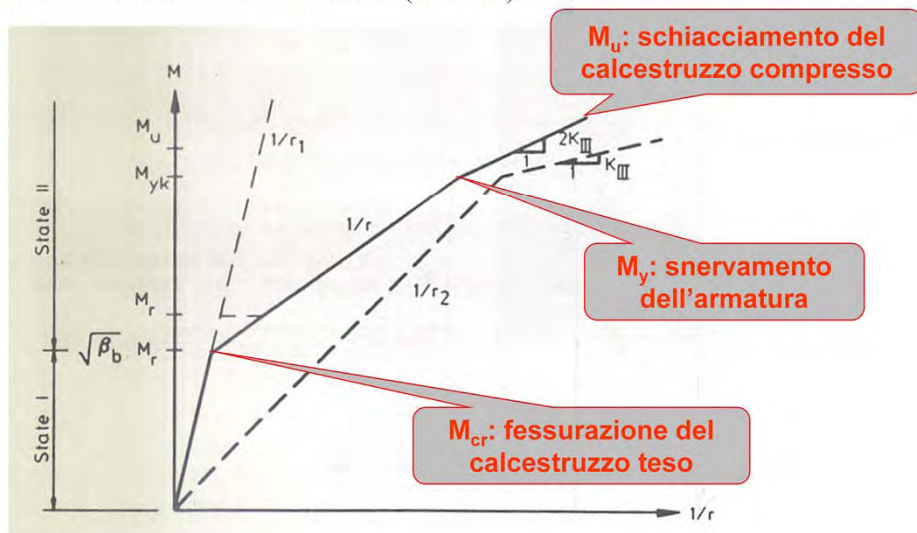
Stato limite ultimo (SLU) per flessione di una sezione in c.a.

Come è noto dalla teoria del cemento armato, lo stato limite ultimo (SLU) per flessione di una sezione corrisponde al raggiungimento della massima deformazione ϵ_{cu} del conglomerato nella fibra maggiormente compressa (quella superiore in caso di momento positivo), mentre l'acciaio che si suppone snervato si deforma a sforzo costante. Ne consegue una rotazione della sezione tanto maggiore quanto maggiore è la deformabilità dell'acciaio (dalla figura è evidente che tale deformabilità dipende dal rapporto x/d fra la posizione dell'asse neutro e l'altezza utile della sezione).

Esiste quindi una relazione fra la rotazione di una sezione (curvatura) ed il momento flettente applicato.

DIAGRAMMA MOMENTO-CURVATURA

La valutazione della stabilità d'insieme della struttura dipende dalla capacità delle sezioni di ruotare a momento costante (duttilità).



La relazione Momento-Curvatura è complessa a causa del fenomeno della fessurazione del calcestruzzo teso, della non linearità del legame costitutivo del calcestruzzo e della caratteristica di elasto-plasticità dell'acciaio.

Nella figura è riportato il tipico diagramma Momento-Curvatura per una sezione in calcestruzzo armato semplicemente inflessa. Si nota che la rigidezza della sezione aumenta progressivamente con la fessurazione, lo snervamento dell'armatura e raggiunge infine la rottura per schiacciamento del cls compresso.

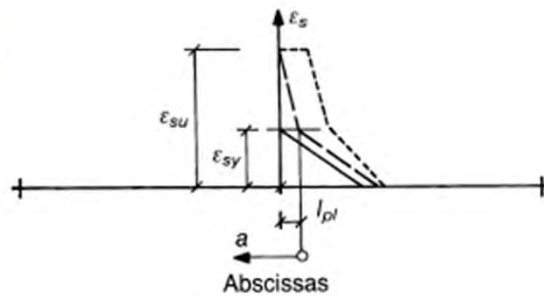
CAPACITÀ DI ROTAZIONE (mc fib 2010)

La capacità di rotazione plastica dipende dalla distribuzione dello sforzo medio dell'acciaio. Si dovrà anche tenere conto dell'effetto di "tension stiffening" dovuto alla non completa formazione delle fessure nella zona tesa.

$$\Theta_{pl} = \int_0^{l_{pl}} \frac{1}{d - x(a)} [\varepsilon_{sm}(a) - \varepsilon_{sm,y}] da$$

Dove:

- l_{pl} è la lunghezza della regione in cui la deformazione nell'acciaio teso è superiore a quella di snervamento
- $x(a)$ è l'altezza della zona compressa (asse neutro)
- $\varepsilon_{sm}(a)$ è la deformazione media nell'acciaio
- $\varepsilon_{sm,y}$ è la deformazione media nell'acciaio per $\sigma_s = f_{yk}$
- a è l'ascissa



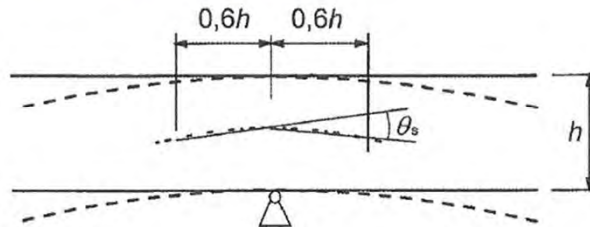
È riportata in questa immagine la formula generale per il calcolo della rotazione plastica di un tratto di trave nel quale si sia raggiunto il massimo momento resistente e superata la deformazione di snervamento nell'acciaio teso.

L'integrazione si riferisce al tratto indicato nella figura in basso a destra.

CAPACITÀ DI ROTAZIONE (mc fib 2010)

La capacità di rotazione plastica dipende dalla distribuzione dello sforzo medio dell'acciaio nelle zone dove si supera la deformazione di snervamento.

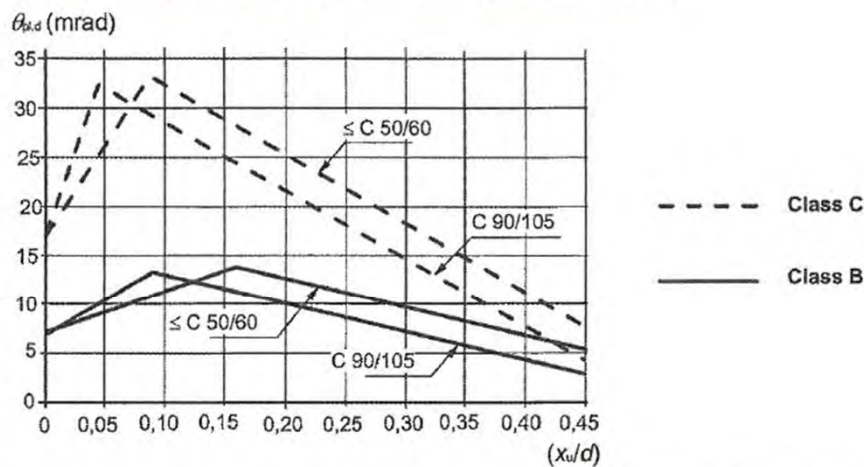
In via semplificata la capacità di rotazione si determina su una lunghezza pari a circa $1.2 \times h$ dove h è l'altezza della sezione.



La rotazione plastica deve essere determinata sulla base dei valori di progetto delle azioni e dei materiali e sulla base dei valori medi di precompressione all'istante considerato.

Nel caso di appoggio di continuità fra travi o fra campate adiacenti di solai, è possibile applicare le semplificazioni indicate nella figura.

CAPACITÀ DI ROTAZIONE (mc fib 2010)



La capacità di rotazione plastica dipende dalla classe di resistenza del calcestruzzo, dal rapporto x/d e dalla duttilità dell'acciaio impiegato.

Nella pratica costruttiva italiana gli acciai da c.a. sono assimilabili al tipo C.

I valori di rotazione qui calcolati si riferiscono ad un rapporto di snellezza a taglio $l = 3$. per valori diversi si deve applicare il fattore correttivo $k_\lambda = \sqrt{\lambda/3}$

Nella figura è rappresentata la capacità di rotazione plastica di una sezione in c.a. calcolata con le formule presentate.

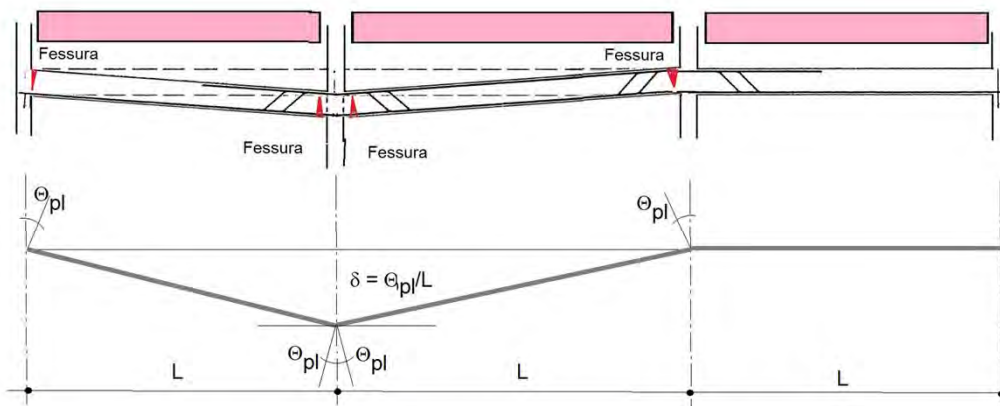
Vi sono diverse curve in funzione della duttilità dell'acciaio (Class C è quello più duttile) ed in funzione del rapporto x/d , precedentemente illustrato.

La capacità di rotazione dipende anche dalla classe di resistenza del calcestruzzo impiegato. Maggiore resistenza implica minore deformabilità a rottura del conglomerato e, di conseguenza, minore capacità di rotazione.

Per quanto riguarda il fattore correttivo in funzione della snellezza a taglio k_λ , si tenga presenza che viene definito λ il rapporto della distanza fra il punto di nullo ed il valore di massimo del momento flettente dopo la redistribuzione e l'altezza utile d della sezione.

Si può vedere che, con un opportuno dimensionamento della sezione, è possibile conferirle grande capacità di rotazione.

CAPACITÀ DI ROTAZIONE



A seguito del cedimento differenziale δ , per una trave di lunghezza L la rotazione impressa ai nodi sarà:

$$\theta_{pl} = \delta/L$$

che dovrà essere confrontata con la capacità rotazionale delle sezioni considerate.

La figura illustra la capacità della trave continua esaminata in questa sede di sopportare un cedimento differenziale senza superare i limiti di sicurezza, a prezzo però dello snervamento delle armature nei nodi e della formazione di ampie fessure.

Come si è accennato in precedenza, non è detto che tale cedimento sia compatibile con gli elementi costruttivi collegati alla trave (pavimentazione, pannelli murari di chiusura o partizione, vetrate, ...) che potrebbero lesionarsi anche gravemente.

CASI DI STUDIO

Crollo paratie

Cedimento paratie

Monitoraggio scavo

FINE



... grazie per
l'attenzione!