

Memoria di calcolo CYPECAD

CYPECAD

Memoria di calcolo



Software per
Architettura,
Ingegneria
ed **Edilizia**

CYPE Ingenieros, S.A.
Avda. Eusebio Sempere, 5
03003 **Alicante**
Tel. (+34) 965 92 25 50
Fax (+34) 965 12 49 50
cype@cype.com

www.cype.it

IMPORTANTE: QUESTO TESTO RICHIEDE LA SUA ATTENZIONE E LETTURA

L'informazione contenuta in questo documento è proprietà di CYPE Ingenieros S.A. e non può essere né riprodotta né trasferita in nessun modo e attraverso nessun mezzo, sia esso elettronico o meccanico, in nessuna circostanza, senza la previa autorizzazione scritta di CYPE Ingenieros S.A. L'infrazione dei diritti di proprietà intellettuale può rappresentare un reato (art. 270 e seguenti del Codice Penale).

Questo documento e l'informazione in esso contenuta sono parte integrante della documentazione che accompagna la Licenza d'Uso dei programmi informatici di CYPE Ingenieros S.A. e sono inseparabili da essa. Pertanto essa è protetta dalle stesse leggi e dagli stessi diritti.

Non dimentichi che dovrà leggere, comprendere ed accettare il Contratto di Licenza d'Uso del software di cui fa parte questa documentazione prima di utilizzare qualsiasi componente del prodotto. Se NON accetta i termini del Contratto di Licenza d'Uso, restituisca immediatamente il software e tutti gli elementi allegati al luogo in cui lo ha acquistato per ottenere un rimborso completo.

Questo manuale corrisponde alla versione del software denominata CYPECAD da CYPE Ingenieros S.A. L'informazione contenuta in questo documento descrive sostanzialmente le caratteristiche e i metodi di gestione del programma o dei programmi che lo accompagnano. L'informazione contenuta in questo documento può essere stata modificata in seguito all'edizione stampata di questo libro senza previo avviso. Il software che accompagna questo documento può essere sottoposto a modifiche senza previo avviso.

CYPE Ingenieros S.A. dispone di altri servizi tra cui si trova il servizio di Aggiornamenti, che le consentirà di acquistare le ultime versioni del software e la relativa documentazione. Se Lei presenta dubbi relativamente a questo scritto o al Contratto di Licenza d'Uso del software o desidera mettersi in contatto con CYPE Ingenieros S.A. può rivolgersi al suo Distributore Locale Autorizzato o al Dipartimento Post-vendita di CYPE Ingenieros S.A. al seguente indirizzo:

Avda. Eusebio Sempere, 5 • 03003 Alicante (Spagna) • Tel: +34 965 92 25 50 • Fax: +34 965 12 49 50 • www.cype.com

© CYPE Ingenieros, S.A.

Pubblicato e stampato ad Alicante (Spagna)

Windows ® è un marchio registrato di Microsoft Corporation ®

1. Memoria di calcolo	.9
1.1. Descrizione dei problemi da risolvere	.9
1.2. Descrizione del calcolo eseguito dal programma	.9
1.3. Discretizzazione della struttura	.10
1.3.1. Considerazione di nodi di dimensione finita	.13
1.3.2. Arrotondamento dei diagrammi delle azioni interne in corrispondenza degli appoggi	.14
1.4. Opzioni di calcolo	.16
1.4.1. Ridistribuzioni considerate dal programma	.16
1.4.2. Rigidezze considerate dal programma	.18
1.4.3. Coefficienti di rigidezza a torsione	.19
1.4.4. Coefficiente di rigidezza assiale	.19
1.4.5. Momenti minimi	.19
1.4.6. Altre opzioni	.20
1.5. Azioni da considerare	.24
1.5.1. Azioni verticali	.24
1.5.2. Azioni orizzontali	.25
1.6. Materiali da utilizzare	.34
1.6.1. Calcestruzzo in fondazione, solai, pilastri e muri	.34
1.6.2. Acciaio delle barre	.34
1.6.3. Acciaio in pilastri metallici, travi metalliche e piastre di ancoraggio	.35
1.6.4. Materiali per Strutture 3D integrate	.35
1.7. Coefficienti parziali di sicurezza	.35
1.7.1. Metodo di calcolo	.35
1.7.2. Materiali	.35
1.7.3. Azioni	.36
1.8. Combinazioni	.36
1.8.1. Stati limite ultimi	.36
1.9. Dati in ingresso	.37
1.9.1. Dati generali del progetto	.37
1.9.2. Azioni. Carichi. Piani/Gruppi	.39
1.9.3. Vento	.40
1.9.4. Sisma	.40
1.9.5. Resistenza al fuoco	.40
1.9.6. Ipotesi aggiuntive (carichi speciali)	.40
1.9.7. Stati limite (combinazioni)	.40
1.9.8. Dati generali relativi a piani/gruppi, pilastri, elementi di appoggio e pareti di taglio (linguetta Inserimento di pilastri)	.41
1.9.9. Dati relativi a solai (linguetta Inserimento di pilastri)	.42
1.9.10. Carichi, travi inclinate, diagonali di controvento	.52
1.9.11. Scale	.52
1.10. Calcolo della struttura	.52
1.11. Ottenimento di risultati	.53
1.11.1. Consultazione su schermo	.53
1.11.2. Elenchi da stampare	.58
1.11.3. Disegni esecutivi	.58
1.12. Verifica e dimensionamento di elementi	.59
1.12.1. Travi inclinate e orizzontali	.60
1.12.2. Travi inclinate	.65
1.12.3. Travi in acciaio	.65
1.12.5. Solai monodirezionali	.68
1.12.6. Solai misti	.69
1.12.7. Solai a piastre alleggerite	.69
1.12.8. Solai in getto pieno	.69
1.12.9. Solai nervati	.72

1.13. Deformazioni in travi	73	3.1.3. Uso corretto di muri in muratura	94
1.14. Deformazioni in solai	74	3.2. Muri in calcestruzzo armato	98
1.14.1. Solai monodirezionali	74	3.2.1. Muri di piani interrati in calcestruzzo armato	98
1.14.2. Solai misti	74	3.2.2. Muri portanti (pareti di taglio)	101
1.14.3. Solai in getto pieno e solai nervati	74	3.2.3. Uso corretto di muri in calcestruzzo armato	102
1.14.4. Freccia tra due punti	75	3.2.4. Dimensionamento del muro	103
1.14.5. Elementi di fondazione	82	3.2.5. Dimensionamento della fondazione	103
2. Piastre e travi di fondazione	83	3.3. Consigli pratici per il calcolo di muri di piani interrati in calcestruzzo armato in edifici	103
2.1. Discretizzazione	83	3.3.1. Controllo dei risultati derivanti dal calcolo del muro	104
2.2. Costante di sottofondo in piastre e travi di fondazione	83	4. Fondazione isolate	108
2.3. Opzioni di calcolo	86	4.1. Fondazioni isolate	108
2.4. Azioni da considerare	86	4.2. Modulo Calcolo avanzato di fondazioni superficiali	110
2.5. Materiali da impiegare	87	4.3. Plinti isolati	110
2.6. Combinazioni e verifiche	87	4.3.1. Tensioni sul terreno	111
2.7. Calcolo di travi e piastre di fondazione	87	4.3.2. Stati di equilibrio	112
2.8. Risultati del calcolo	91	4.3.3. Sati relativi al calcestruzzo	112
2.9. Verifica e dimensionamento di elementi	92	4.4. Plinti continui al di sotto dei muri	113
2.9.1. Travi	92	4.5. Travi di collegamento	114
2.9.2. Piastre	92	4.6. Cordoli di collegamento	116
2.10. Raccomandazioni generali	92	4.7. Plinti su pali	117
2.10.1. Piastre	92	4.7.1. Criteri di calcolo	118
2.10.2. Travi	92	4.7.2. Convenzioni di segno	118
3. Muri	93	4.7.3. Considerazioni relative al calcolo e allageometria	118
3.1. Muri in muratura	93	4.8. Piastre di ancoraggio	120
3.1.1. Caratteristiche di muri in muratura	94	4.9. Plinti in calcestruzzo non armato	121
3.1.2. Inserimento di muri in muratura	94	4.9.1. Calcolo di plinti come solidi rigidi	122

4.9.2. Calcolo di plinti come elementi in calcestruzzo non armato122

4.9.3. Elenchi delle verifiche123

4.10. Verifiche particolari per la norma considerata (plinti, travi e plinti su pali)125

4.11. Plinti con limiti non rettangolari125

5. Mensole tozze126

6. Solai monodirezionali con travetti127

6.1. Travetti in calcestruzzo127

6.1.1. Geometria127

6.1.2. Rigidezza considerata127

6.1.3. Valutazione della freccia127

6.2. Travetti armati/Travetti precompressi127

6.3. Travetti gettati in opera128

6.3.1. Geometria128

6.3.2. Rigidezze128

6.3.3. Valutazione della freccia128

6.3.4. Dimensionamento a flessione128

6.3.5. Dimensionamento a taglio128

6.4. Travetti in acciaio129

6.4.1. Geometria129

6.5. Travetti tralicciati129

6.5.1. Geometria129

6.5.2. Rigidezza considerata129

6.5.3. Dimensionamento di travetti129

6.6. Considerazioni circa l'uso di solai con travetti130

7. Solai inclinati132

7.1. Dimensionamento degli elementi134

8. Travi miste135

9. Solai misti136

10.1. Dati comuni del vano scala139

10. Scale139

10.1.1. Caratteristiche geometriche140

10.1.2. Carichi140

10.2. Dati dei tratti del vano scala140

10.3. Risultati, elenchi e disegni esecutivi del modulo Scale ...142

10.3.1. Visualizzare l'esploso di un vano scala142

10.3.2. Visualizzare le azioni interne e gli spostamenti mediante i diagrammi degli isovalori142

10.3.3. Calcolo dei vani scala142

10.3.4. Elenchi143

10.3.5. Disegni esecutivi di scale143

11. Strutture 3D integrate144

12. Implementazione della norma145

12.1. Normative relative ai carichi145

12.2. Normative relative ai materiali146

12.3. Normative relative alle combinazioni147

13.1. Diaframma rigido in travi isolate148

13.2. Diaframma rigido in muri in calcestruzzo armato, muri in muratura e muri in blocchi di calcestruzzo armato148

13. Diaframma rigido148

14. Interazione della struttura
con gli elementi costruttivi

149

14.1. Modello di analisi dell'influenza di elementi costruttivi
non strutturali

155

14.2. Stati di rottura o di fessurazione

155

14.3. Esempio di calcolo

156

14.3.1. Descrizione della struttura

156

14.3.2. Elementi costruttivi

157

14.3.3. Azione sismica

158

Presentazione

CYPECAD è un software sviluppato per la progettazione e il dimensionamento di edifici in calcestruzzo armato, acciaio, legno e alluminio. Esegue l'analisi in tre dimensioni, il dimensionamento degli elementi strutturali, la modifica delle armature e delle sezioni e fornisce i disegni esecutivi della struttura.

Consente di calcolare strutture tridimensionali costituite da elementi di sostegno e solai, comprese le loro fondazioni, e di dimensionare automaticamente gli elementi in calcestruzzo armato, acciaio, legno e alluminio.

Se ha acquistato Strutture 3D, può creare o importare progetti di Strutture 3D quali strutture 3D integrate (profilati in acciaio, alluminio, legno e qualsiasi materiale) con sei gradi di libertà per nodo, comprendendo il dimensionamento e l'ottimizzazione delle sezioni.

Grazie a CYPECAD il professionista dispone di uno strumento preciso ed efficace per risolvere tutti gli aspetti relativi al calcolo di strutture realizzate in qualsiasi tipo di materiale.

È adattato alle più recenti normative nazionali e internazionali.

Si presenta in due versioni:

- 1. Completa. Dispone di tutte le prestazioni offerte dal programma e non presenta nessun limite in quanto a numero di pilastri, piani, metri quadrati di solaio, ecc.*
- 2. Limitata. Consente di calcolare strutture con un massimo di 30 pilastri, quattro gruppi o tipi di piani differenti, cinque piani in tutto e cento metri lineari di muri.*

Inoltre, se possiede Strutture 3D, può sfruttare l'interazione tra i due programmi tramite le "Strutture 3D integrate".

1. Memoria di calcolo

1.1. Descrizione dei problemi da risolvere

CYPECAD è stato concepito per eseguire il calcolo delle azioni interne e il dimensionamento di strutture realizzate in calcestruzzo armato e in acciaio, soggette a carichi orizzontali (sisma e vento) e verticali; gli elementi strutturali contemplati sono solai con travetti (generici, armati, pre-compressi, gettati in opera, in acciaio e tralicciati), solai a piastre alleggerite, solai misti, solai nervati e solai in getto pieno. Le travi che li sostengono possono essere in calcestruzzo, in acciaio oppure miste (acciaio e calcestruzzo). Gli elementi di sostegno sono rappresentati da pilastri, pareti di taglio e muri in calcestruzzo armato, soggetti o meno a spinte laterali, e da muri in muratura (muri in blocchi generici o di calcestruzzo). Le fondazioni possono essere dimensionate individualmente rispetto al resto della struttura tramite l'inserimento di elementi di appoggio. È inoltre possibile definire scale in calcestruzzo armato sostenute da solai.

Il programma consente di ottenere i disegni esecutivi della struttura, che includono le dimensioni e l'armatura di travi, pilastri, pareti di taglio e muri, gli elenchi del progetto e i risultati, che si possono inviare al plotter o alla stampante o esportare in file DXF, DWG o PDF. Se l'utente ha acquistato la licenza di Strutture 3D, può inserire **Strutture 3D integrate** realizzate mediante aste in acciaio, legno e alluminio.

1.2. Descrizione del calcolo eseguito dal programma

L'analisi delle sollecitazioni si esegue mediante un calcolo spaziale in tre dimensioni usando le matrici di rigidezza di tutti gli elementi costituenti la struttura (pilastri, pareti di taglio in c.a., muri, travi e solai).

Si stabilisce la compatibilità delle deformazioni in corrispondenza di tutti i nodi, ognuno dei quali è dotato di 6 gradi di libertà, ipotizzando che ciascun piano della struttura non possa deformarsi, in modo tale da prevenire qualsiasi spostamento relativo tra i suoi nodi (ipotesi di diaframma rigido). Pertanto, ogni piano, nel suo complesso, può unicamente ruotare e traslare (3 gradi di libertà totali).

L'ipotesi di diaframma rigido si mantiene per ogni zona indipendente nonostante si inseriscano travi, e non solai, nel piano, ad eccezione di travi isolate svincolate dal diaframma rigido e di muri che non siano in contatto con solai.

Quando esistono più zone indipendenti in uno stesso piano, si assume ognuna di esse come una parte distinta nei confronti dell'indeformabilità di quella zona e l'influenza di altre zone vicine non si prende in considerazione; pertanto, ogni piano si comporta in maniera indipendente e indeformabile. Un pilastro non vincolato a nessun elemento si considera come se fosse una zona indipendente.

In linea generale, si conduce un calcolo statico per tutti gli stati di carico (ad eccezione di quando si considerano azioni dinamiche imputabili al sisma, nel qual caso si ricorre a un'analisi modale con spettro di risposta) e si ipotizza un comportamento lineare dei materiali, per cui si esegue

un'analisi del primo ordine per ricavare azioni interne e spostamenti. Inoltre, si considerano sempre 6 gradi di libertà nel calcolo di Strutture 3D integrate, analogamente alle scale, che si risolvono indipendentemente dal resto della struttura cui le stesse trasmettono le proprie reazioni.

1.3. Discretizzazione della struttura

La struttura si discretizza in elementi tipo aste, in mesh di nodi e di aste, e in elementi finiti triangolari come segue:

• **Pilastri**

Sono aste verticali che si estendono da un piano al successivo, con un nodo iniziale in corrispondenza delle fondazioni o di un altro elemento quale una trave o un solaio, e un nodo finale in corrispondenza delle intersezioni di ciascun piano. Si tengono in considerazione le eccentricità dovute alle variazioni di dimensioni in altezza in ciascun piano.

La lunghezza dell'asta coincide con l'altezza o la distanza libera dalla faccia di altri elementi dei piani iniziale e finale.

• **Travi**

Si definiscono in pianta tramite nodi ubicati in corrispondenza delle intersezioni con le facce di elementi di sostegno (pilastri, pareti di taglio o muri), così come in corrispondenza dei punti di intersezione con elementi di solai o altre travi. In tal modo si creano nodi lungo gli assi e in corrispondenza degli estremi, agli estremi di sbalzi o estremi liberi, o in corrispondenza di punti di contatto con altri elementi del solaio. Pertanto, una trave compresa tra due pilastri è costituita da più aste consecutive, i cui nodi sono le intersezioni con le aste del solaio. Ad esempio, una trave continua sostenuta da più pilastri mantiene l'ipotesi di diaframma rigido anche se su di essa non appoggia nessun solaio.

Le travi si discretizzano come aste il cui asse coincide con il piano medio passante per l'anima verticale a livello del suo centro di gravità.

Simulazione di appoggio fisso. Si definiscono tre tipi di travi che simulano l'appoggio fisso, il quale si discretizza come una serie di appoggi coincidenti con la discretizzazione lungo l'appoggio fisso, del quale si incrementa la rigidezza in maniera notevole ($\times 100$). È come se si trattasse di una trave continua estremamente rigida su appoggi dotata di campate molto corte. Le tipologie di appoggi contemplate sono:

- **Incastri.** Spostamenti e rotazioni impediti in tutte le direzioni.
- **Cerniere fisse.** Spostamenti impediti e rotazioni ammesse.
- **Cerniere con spostamento orizzontale libero.** Spostamento verticale impedito, con spostamento orizzontale e rotazione consentite.

È importante sottolineare l'effetto che i suddetti tipi di appoggi producono sugli altri elementi della struttura; dal momento che lo spostamento verticale è impedito, tutti gli elementi strutturali che si appoggiano su o che sono vincolati ad essi non possono subire spostamenti verticali. Ciò è di notevole importanza nel caso di pilastri che, essendo definiti con vincolo esterno, sono in contatto con tali tipi di appoggi, in modo che il loro peso sia assorbito dagli stessi e non si trasmetta alle fondazioni, potendo causare la nascita di reazioni negative.

Nel caso particolare di cerniera fissa e con spostamento orizzontale libero, quando una trave continua si trova lungo il prolungamento dell'asse dell'appoggio fisso, si ottiene un effetto incastro dovuto alla continuità sul coronamento dell'appoggio fisso. Ciò può essere osservato nei diagrammi dei momenti, in cui bisogna verificare che esistano momenti negativi in corrispondenza dei bordi. Nella pratica è necessario verificare se si rifletto-

no le condizioni reali dell'opera o se si possano produrre le suddette condizioni di incastro, che bisogna assicurare nella sua esecuzione.

Se la trave non è prolungata, ma è deviata rispetto al proprio asse, non si produce l'effetto esposto ed essa si comporta come una cerniera.

Se non si desidera incastrare la trave, è necessario disporre una cerniera alla sua estremità in corrispondenza dell'appoggio.

Non è possibile ottenere le reazioni su questo tipo di appoggio.

Travi di fondazione. Sono travi su 'suolo elastico' sostenute da un letto di molle, discretizzate in nodi e aste, in cui si assegna ai nodi una costante elastica definita, a sua volta, a partire dal coefficiente di Winkler (consulti il capitolo **Piastre e travi di fondazione**).

• Travi inclinate

Sono aste che si estendono tra due punti; possono presentare la stessa quota o essere ubicate nello stesso piano, o in piani differenti, potendo dare origine a due nodi in corrispondenza di tali intersezioni. Quando una trave inclinata unisce due zone indipendenti, non si produce l'effetto di indeformabilità del piano con comportamento rigido, in quanto possiedono sei gradi di libertà senza coazioni.

• Mensole tozze

La invitiamo a consultare il capitolo **5. Mensole tozze**.

• Solai con travetti

I travetti sono definite elementi definiti nei campi vuoti compresi fra travi o muri; originano nodi in corrispondenza delle intersezioni corrispondenti al bordo e all'asse delle travi che intersecano. È possibile definire travetti doppi e tripli. La geometria della sezione a T

corrispondente a ciascun travetto si definisce nella relativa scheda tecnica contenente i dati del solaio. La invitiamo a consultare il capitolo **6. Solai monodirezionali con travetti**.

• Solai a piastre alleggerite

Sono solai monodirezionali discretizzati mediante elementi tipo beam ogni 40 cm. Le loro caratteristiche, geometriche e di resistenza, si definiscono in una scheda tecnica di caratteristiche del solaio solaio che può essere modificata da parte dall'utente. Questi può così creare una libreria personalizzata di solai a piastre alleggerite.

Si possono calcolare in funzione del processo costruttivo in maniera approssimata secondo un metodo semplificato.

• Solai in getto pieno

Si discretizzano tramite mesh di elementi tipo beam di dimensione massima pari a 25 cm, effettuando una condensazione statica (metodo esatto) di tutti i gradi di libertà. Si considera la deformazione a taglio e si mantiene l'ipotesi di diaframma rigido, tenendo inoltre in considerazione la rigidezza torsionale degli elementi.

• Solai misti

Sono solai monodirezionali discretizzati mediante elementi tipo beam ogni 40 cm. Sono costituiti da una lastra di calcestruzzo e da una lamiera nervata che svolge la funzione di cassaforma per la lastra stessa. La lamiera può comportarsi in due modi distinti: come cassaforma a perdere o come lamiera collaborante. Per maggiori informazioni, la invitiamo a consultare il capitolo **Solai misti**.

• Piastre di fondazione

Sono lastre in getto pieno su suolo elastico, la cui discretizzazione coincide con quella usata per i solai in getto pieno dei piani fuori terra; la costante elastica delle molle si definisce a partire dal coefficiente di Winkler.

Ogni campo può presentare coefficienti di diverso valore (consulti il capitolo **Piastre e travi di fondazione**).

• Solai nervati

Vengono discretizzati mediante mesh di elementi tipo asta; la dimensione di ogni elemento è pari a un terzo della distanza tra nervature definita nella finestra relativa ai dati generali del solaio. Il loro momento di inerzia (sia per zone piene che per zone alleggerite) è pari a metà di quello della zona piena e l'inerzia a torsione è il doppio del momento di inerzia.

Le dimensioni della mesh sono mantenute costanti sia per le zone piene che per le zone alleggerite, avendo adottato le inerzie principali sopra indicate per ciascuna zona. Si considera la deformazione dovuta al taglio e si mantiene l'ipotesi di diaframma rigido. Si tiene inoltre in considerazione la rigidità torsionale degli elementi.

• Pareti di taglio in c.a.

Sono elementi verticali con sezione trasversale qualsiasi, composta da rettangoli multipli tra i diversi piani e definita da una quota iniziale e da una finale. La dimensione di ogni lato è costante in altezza, mentre il loro spessore può variare.

Per essere definita tale, una parete di taglio deve presentare un rapporto tra la misura del lato più lungo e quello più corto di almeno 5:1. In caso contrario la sua discretizzazione, in termini di elemento finito, non è adeguata; in tal caso essa può essere considerata alla stregua di un pilastro e quindi trattata come un elemento lineare.

Sia le travi che i solai si connettono alle pareti lungo i loro lati in qualsiasi posizione o direzione e tramite una trave che presenta larghezza pari allo spessore della campata e altezza costante pari a 25 cm. I nodi non coincidono con i nodi della trave.

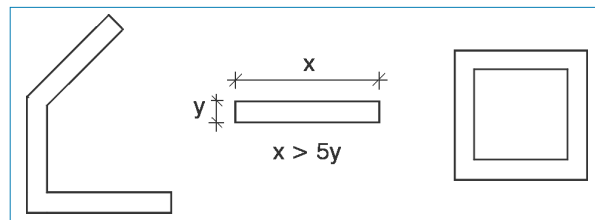


Fig. 1.1 Esempi di parete di taglio

• Muri in calcestruzzo armato, muri in muratura e muri in blocchi di calcestruzzo

Sono elementi verticali con sezione trasversale qualsiasi, composta da rettangoli tra i diversi piani e definiti da una quota iniziale e da una quota finale. Le dimensioni di ciascun lato possono essere differenti in ogni piano, così come, nel passaggio da un orizzontamento al successivo, lo spessore può diminuire.

Analogamente a quanto definito per le pareti di taglio, per essere definito tale, un muro deve presentare un rapporto tra la misura del lato più lungo e quello più corto di 5:1. In caso contrario la sua discretizzazione non è adeguata in termini di elemento finito; in tal caso esso può essere considerato come se fosse un pilastro e di conseguenza trattato come elemento lineare.

Sia le travi che i solai si connettono ai muri in qualsiasi posizione o direzione. Ogni nodo generato corrisponde a un nodo della mesh di elementi finiti triangolari con cui sono stati discretizzati i muri.

La discretizzazione consiste in elementi finiti triangolari, in cui la deformazione a taglio non può essere trascurata, dotati di sei nodi, tre in corrispondenza dei vertici e i rimanenti tre nei punti medi dei lati, ciascuno con sei gradi di libertà. Le dimensioni delle mesh dipendono strettamente dalle dimensioni del muro, dalla sua geometria, dalla presenza o meno di aperture; in particolare, l'infiltramento delle mesh si realizza in corrispondenza delle zone critiche, comportando una riduzione della di-

mensione degli elementi nelle vicinanze degli angoli e dei bordi.

Nei muri che non sono in contatto con nessun solaio non si considera l'ipotesi di diaframma rigido a livello del piano; per maggiori chiarimenti la invitiamo a consultare il capitolo **13. Diaframma rigido**.

• Scale

Le scale si discretizzano, sia per i tratti orizzontali che per quelli inclinati, attraverso elementi finiti in cui la deformazione a taglio non è trascurabile. Gli appoggi alla base e all'arrivo si discretizzano, a loro volta, mediante una trave con rigidezza elevata, mentre quelli intermedi per mezzo di appoggi elastici. Le ipotesi considerate sono solamente quelle gravitazionali (carico permanente e di esercizio).

Una volta ultimato il calcolo (condotto indipendentemente dal resto della struttura) e determinate le reazioni, le scale si integrano agli appoggi e si assimilano a carichi lineari che si applicano sulla struttura in corrispondenza delle connessioni; il resto della struttura si calcola con le suddette reazioni. Il loro calcolo non si integra a causa del loro enorme impatto nei confronti delle azioni orizzontali.

1.3.1. Considerazione di nodi di dimensione finita

Si crea un insieme di nodi generali di dimensione finita in corrispondenza degli assi dei pilastri e delle intersezioni degli elementi dei solai con gli assi delle travi. Ogni nodo generale presenta uno o più nodi associati, i quali si formano in corrispondenza delle intersezioni degli elementi dei solai con le facce di travi e pilastri e in corrispondenza delle intersezioni degli assi delle travi con le facce dei pilastri.

Dato che sono correlati tra di loro a causa della compatibilità delle deformazioni, avendo ipotizzato uno stato di deformazione piana, è possibile risolvere la matrice di rigidez-

za generale e quelle associate ed ottenere pertanto gli spostamenti e le azioni interne in tutti gli elementi.

A titolo di esempio, la discretizzazione sarebbe quella mostrata nel diagramma sotto riportato. Ciascun nodo di dimensione finita può presentare più nodi associati o nessun nodo associato, ma deve sempre possedere un nodo generale.

Dato che il programma tiene in considerazione le dimensioni del pilastro, ipotizzando un comportamento lineare al suo interno, con deformazione piana e rigidezza infinita, si considera la compatibilità di deformazioni.

Le aste definite tra gli assi del pilastro 1 e le sue facce si considerano infinitamente rigide.

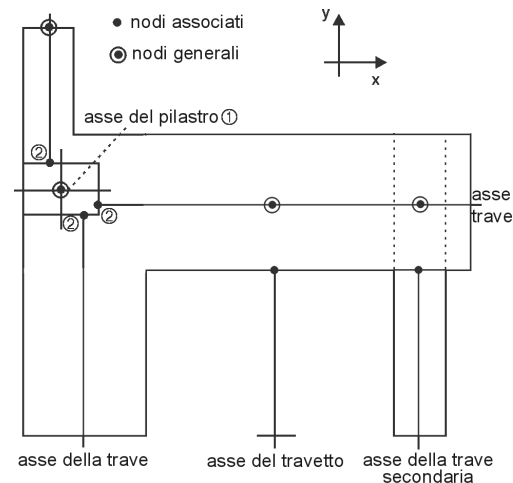


Fig. 1.2. Discretizzazione della struttura

Siano δ_{z1} , θ_{x1} , θ_{y1} gli spostamenti del pilastro ① e δ_{z2} , θ_{x2} , θ_{y2} gli spostamenti di qualsiasi punto ②, che rappresenta l'intersezione dell'asse della trave con la faccia del pilastro. Con A_x e A_y si indicano le coordinate relative del punto ② rispetto al punto ① (Fig. 1.2).

Valgono le seguenti relazioni:

$$\delta_{z2} = \delta_{z1} - A_x \cdot \theta_{y1} + A_y \cdot \theta_{x1}$$

$$\theta_{x2} = \theta_{x1}$$

$$\theta_{y2} = \theta_{y1}$$

Analogamente, si considera la dimensione delle travi, assumendo piana la loro deformazione.

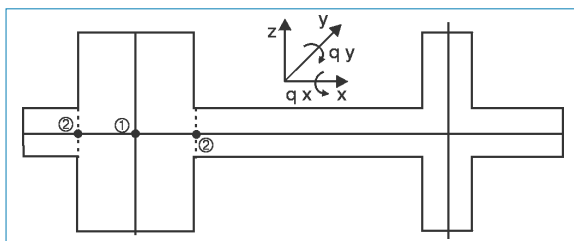


Fig. 1.3

Il modello strutturale definito dal programma risponde ai dati inseriti dall'utente, per cui bisogna porre particolare attenzione al fatto che la geometria definita per gli elementi sia compatibile con il tipo di elemento scelto e che sia adeguata alla realtà.

Particolare attenzione viene riservata a quegli elementi considerati lineari nel calcolo (pilastri, travi, travetti), sebbene non lo siano nella realtà; ciò implica elementi con comportamento in due o tre dimensioni in cui l'armatura e i criteri di calcolo forniti dal programma non si adattano al dimensionamento dei suddetti elementi.

Si citano ad esempio i casi di mensole tozze, travi parete e piastre, situazioni che si possono verificare in travi, o piastre che in realtà sono travi, o pilastri e pareti di taglio che non soddisfano i limiti geometrici per quanto concerne le loro dimensioni trasversali e longitudinali. In tali casi, l'utente deve effettuare le opportune correzioni manuali in seguito al calcolo, in modo tale che i risultati del modello teorico si adattino alla realtà fisica.

1.3.2. Arrotondamento dei diagrammi delle azioni interne in corrispondenza degli appoggi

Nell'articolo 5.2.3.2 del codice modello CEB-FIP 1990, che ha ispirato la stesura degli Eurocodici, la luce efficace di calcolo si stabilisce secondo quanto sotto riportato:

“Abitualmente, la luce l si assume come la distanza tra gli assi di due elementi di sostegno successivi. Quando le reazioni sono ubicate in posizione eccentrica rispetto ai suddetti assi, la luce efficace si calcola tenendo in considerazione la reale posizione assunta dalla risultante negli appoggi.

Nell'analisi globale di telai, quando la luce efficace è minore della distanza tra gli assi di due elementi di sostegno successivi, si considerano le dimensioni finite delle unioni inserendo elementi rigidi nello spazio compreso tra la direttrice dell'elemento di sostegno e la sezione finale della trave”.

Poiché, in generale, la reazione in corrispondenza degli elementi di sostegno è eccentrica, dato che si trasmettono azione assiale e momento flettente, si adotta la considerazione di nodi di dimensione finita introducendo elementi rigidi tra l'asse dell'elemento di sostegno e la sezione estrema della trave.

All'interno dell'elemento di sostegno si ipotizza una risposta lineare come reazione dei carichi trasmessi dall'architrave e quelli applicati sul nodo, trasmessi dal resto della struttura.

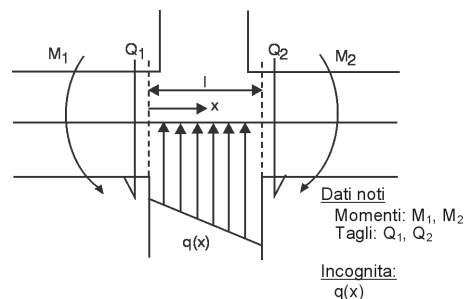


Fig. 1.4

È noto che:

$$Q = \frac{dM}{dx} \quad q = \frac{dQ}{dx}$$

L'equazione che definisce il momento individua, in generale, un diagramma parabolico cubico di forma:

$$M = ax^3 + bx^2 + cx + d$$

Il taglio è dato dalla derivata del momento:

$$Q = 3ax^2 + 2bx + c$$

Applicando le seguenti condizioni al contorno:

$$x = 0 \quad Q = Q_1 = c$$

$$x = 0 \quad M = M_1 = d$$

$$x = 1 \quad Q = Q_2 = 3a + 2b + c$$

$$x = 1 \quad M = M_2 = a + b + c + d$$

si ottiene un sistema di quattro equazioni in quattro incognite di immediata risoluzione.

I diagrammi delle azioni interne sono i seguenti:

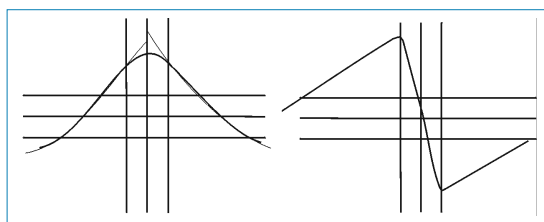


Diagramma del momento flettente. Diagramma del taglio
Fig. 1.5

Queste considerazioni erano già state formulate da diversi autori (Branson, 1977) e, in definitiva, sono correlate al dibattito circa la definizione della luce di calcolo e della luce

libera fornita dalle diverse normative, così come sul fatto che il momento debba calcolarsi assumendo come lunghezza l la distanza da asse a asse o da faccia a faccia dell'elemento di sostegno.

In particolare, l'articolo 18.2.2 della EHE afferma: "Salvo giustificazioni particolari, come luce di calcolo degli elementi si considera la distanza tra gli assi di due elementi di sostegno successivi" e "Nei casi in cui l'elemento di sostegno presenti dimensioni notevoli, in maniera semplificativa si può assumere come luce di calcolo la luce libera sommata all'altezza dell'elemento".

Si ipotizza che la struttura sia costituita da elementi lineari la cui lunghezza deve essere determinata in funzione della geometria reale della struttura stessa; è questo il motivo per cui bisogna tenere in considerazione la dimensione finita dei pilastri.

Al fine di poter considerare lineare un elemento, non bisogna dimenticare che le travi o i pilastri, per essere definiti tali, devono possedere una lunghezza maggiore di un terzo della loro altezza e di quattro volte la loro larghezza.

L'Eurocodice 2 consente di ridurre i momenti in corrispondenza degli appoggi in funzione delle reazioni in essi presenti e della loro larghezza:

$$\Delta M = \frac{\text{reazione} \cdot \text{larghezza sostegno}}{8}$$

A seconda della loro tecnica realizzativa, si può assumere come momento di calcolo quello agente sulla faccia dell'appoggio (in ogni caso maggiore al 65% del momento in corrispondenza dell'appoggio), avendo ipotizzato una connessione perfettamente incastrata in corrispondenza delle facce degli elementi portanti rigidi.

A tale proposito, è degna di essere menzionata la norma Argentina (C.I.R.S.O.C.), basata a sua volta sulla norma tedesca D.I.N., che consente di considerare l'arrotondamento parabolico dei diagrammi delle azioni interne in funzione della dimensione degli appoggi.

Si considera che l'altezza delle travi incrementi in modo lineare, conformemente a una pendenza 1:3, fino all'asse dell'elemento di sostegno. In definitiva, il fatto di considerare nodi di dimensione finita, l'arrotondamento parabolico del diagramma dei momenti e l'incremento dell'altezza all'interno dell'elemento di sostegno comporta una soluzione più economica per quanto concerne l'armatura longitudinale dovuta a flessione nelle travi, dato che il massimo quantitativo di acciaio si dispone tra la faccia e l'asse dell'elemento di sostegno (abituamente nella faccia), in funzione della geometria inserita.

Nel caso di una trave che appoggia su un elemento di sostegno allungato, quale un muro o una parete di taglio, i diagrammi del momento si prolungano a partire dalla faccia dell'appoggio di una lunghezza equivalente all'altezza della trave; in questo caso le armature si dimensionano fino alla suddetta lunghezza e non bisogna estenderle oltre a dove non sia prettamente necessario. Nonostante la trave presenti una larghezza maggiore rispetto all'appoggio, essa e la sua armatura si interrompono una volta che penetrano per una lunghezza pari all'altezza della trave stessa all'interno della parete di taglio o del muro.

1.4. Opzioni di calcolo

È possibile definire un'ampia serie di parametri strutturali di grande importanza nell'ottenimento delle azioni interne e nel dimensionamento degli elementi. A causa dell'enorme quantità di opzioni disponibili, si raccomanda di consultare preventivamente le spiegazioni fornite nell'help di ciascuna di esse.

Le opzioni generali per travi, solai e unioni sono ubicate nel menu **Progetto** della linguetta **Inserimento di travi**. Le tabelle di armatura e le opzioni specifiche per ciascun elemento sono situate in **Dati generali** > icona **Per posizione** (situata alla destra di Barre). Nel seguito si menzionano le più significative.

1.4.1. Ridistribuzioni considerate dal programma

Coefficienti di ridistribuzione di momenti negativi

Si ammette una ridistribuzione del momento fino al 30% in travi e in travetti; tale percentuale può essere stabilita opzionalmente dall'utente, nonostante si raccomanda di impostarla su un valore pari a 15% per le travi e a 25% per i travetti (valori di default). La ridistribuzione in questione si realizza al termine della procedura di calcolo.

La considerazione di una ridistribuzione dei momenti implica un'armatura più cara ma più sicura e più facile da disporre direttamente in opera. Tuttavia, una ridistribuzione eccessiva comporta la nascita di frecce e fessurazioni incompatibili con i tramezzi.

Generalmente, una ridistribuzione del 15% in travi conduce a risultati accettabili e può essere considerata ottimale. In solai, si raccomanda di utilizzare un fattore di ridistribuzione del 25%, che equivale approssimativamente ad uguagliare i momenti positivi e negativi.

La ridistribuzione dei momenti si esegue con i momenti negativi in corrispondenza dei bordi degli appoggi, che, nel

caso di pilastri, si verificano in corrispondenza delle loro facce. I nuovi valori dei momenti all'interno dell'appoggio si determinano a partire dai momenti ridistribuiti in corrispondenza delle facce, tenendo in considerazione l'arrotondamento dei diagrammi delle azioni interne illustrato nel paragrafo precedente.

Inoltre, per travi e solai con travetti, oltre alla ridistribuzione, l'utente può definire i momenti minimi positivi e negativi specificati dalla norma.

Coefficiente di incastro all'ultimo piano

In maniera facoltativa, i momenti negativi possono essere ridistribuiti in corrispondenza dell'unione della testa dell'ultimo tratto del pilastro con l'estremo della trave. Il valore regolante la ridistribuzione varia tra 0 (cerniera) e 1 (incastro); in ogni caso si consiglia di assumere 0.3 come valore intermedio (valore di default).

Il programma esegue un'interpolazione lineare tra le matrici di rigidezza di aste incastrate a entrambi gli estremi e di aste incastrate a un estremo e incernierate all'altro, che influenza i termini EI/L delle matrici dell'ultimo tratto del pilastro.

$$K_{\text{definitiva}} = \alpha \cdot K_{\text{incastro-incastro}} + (1 - \alpha) \cdot K_{\text{incastro-cerniera}}$$

dove α è il valore del coefficiente inserito.

Coefficienti di incastro in testa e al piede di pilastri, in corrispondenza dei bordi di solai, travi e muri; cerniere agli estremi di travi

È possibile definire anche un coefficiente di incastro per ciascun tratto di un pilastro in corrispondenza della sua testa o del suo piede (0 = cerniera, 1 = incastro) (valori di default). I coefficienti corrispondenti alla testa dell'ultimo tratto del pilastro si moltiplicano per questi valori. Si considera la formazione di una cerniera plastica in corrispon-

denza del punto di unione della testa o del piede con la trave o il solaio in getto pieno/nervato che concorre nel nodo.

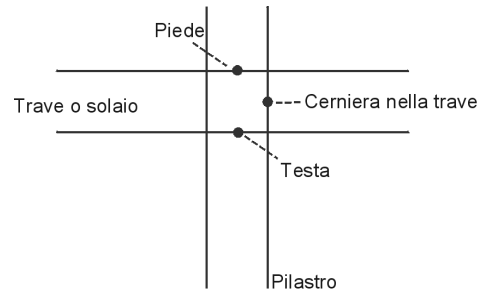


Fig. 1.6

Agli estremi di travi e in testa all'ultimo tratto del pilastro, con coefficienti molto piccoli e una cerniera nella trave, si possono ottenere risultati assurdi, compresi meccanismi (labilità), a causa della presenza di due cerniere unite da tratti rigidi.

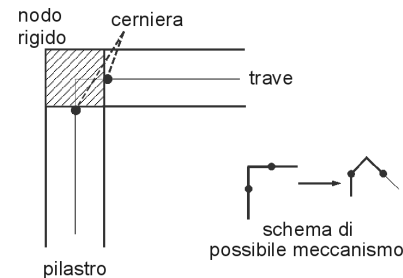


Fig. 1.7

È possibile definire un coefficiente di incastro anche in lastre, in solai monodirezionali e in solai nervati in corrispondenza di tutti i loro bordi di appoggio, il cui valore può oscillare tra 0 e 1 (valori di default).

Si può inoltre stabilire un coefficiente il cui valore è compreso tra 0 e 1 (valore di default) in corrispondenza dei bordi della trave, analogamente a quanto si verifica per i solai, ma per uno o più bordi.

Nel momento in cui si definiscano contemporaneamente coefficienti di incastro in corrispondenza di solai e di bordi di travi, si moltiplicano entrambi al fine di ottenere un coefficiente risultante da applicare a ciascun bordo.

La cerniera plastica definita si forma in corrispondenza dei lembi di solai e dei bordi di appoggio in travi e muri, mentre non si crea in corrispondenza dei bordi in contatto con pilastri e pareti di taglio, in cui si considera sempre che si generi un incastro. Si definisce un'asta rigida tra il bordo di appoggio e l'asse, per cui esiste sempre un momento lungo l'asse dell'appoggio prodotto dal taglio in corrispondenza del bordo dovuto alla sua distanza dall'asse. Tale momento flettente si converte in torcente nel caso in cui non esista continuità con altri campi adiacenti. L'opzione in questione si deve usare con particolare prudenza, dato che se si applica una cerniera al bordo di un campo in una trave, e quest'ultima presenta una rigidezza torsionale molto ridotta senza che si origini un meccanismo (labilità); si potrebbero ottenere risultati assurdi per quanto riguarda gli spostamenti dei bordi del campo e le azioni interne calcolate.

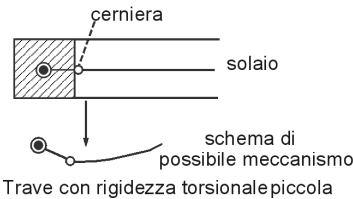


Fig. 1.8

Si possono inoltre definire cerniere agli estremi di travi, che si creano fisicamente in corrispondenza della faccia dell'appoggio, sia quest'ultimo un pilastro, un muro, una parete di taglio o un appoggio fisso.

Le suddette ridistribuzioni si tengono in considerazione nel calcolo e, pertanto, influiscono sugli spostamenti finali e sulle azioni interne ottenute.

1.4.2. Rigidezze considerate dal programma

Per l'ottenimento dei termini della matrice di rigidezza, si considerano le sezioni lorde di tutti gli elementi in calcestruzzo.

Per la loro determinazione si effettua una distinzione tra i seguenti parametri:

El/L: Rigidezza a flessione

GJ/L: Rigidezza torsionale

EA/L: Rigidezza assiale

Si applicano inoltre i coefficienti indicati nella seguente tabella

Elemento	(El _y)	(El _z)	(GJ)	(EA)
Pilastri	S.L.	S.L.	S.L. · x	S.L. · coeff. rig. assiale
Travi inclinate	S.L.	S.L.	S.L. · x	S.L.
Travi in acciaio o in calcestruzzo	S.L.	∞	S.L. · x	∞
Travetti	S.L.	∞	S.L. · x	∞
Travi limite	S.L. 10 ⁻¹⁶	∞	S.L. · x	∞
Appoggi fissi e incastri in muro	S.L. 10 ²	∞	S.L. · x	∞
Pareti di taglio e muri	S.L.	S.L.	E.F.P.	S.L. · coeff. rig. assiale
Lastre e solai nervati	S.L.	∞	S.L. · x	∞
Solai a piastre alleggerite e solai misti	S.L.	∞	S.L. · x	∞

S.L.: Sezione lorda in calcestruzzo
∞: Non si considera a causa dell'indeforabilità relativa nel piano
x: Coefficiente riduttivo della rigidezza a torsione
E.F.P.: Elemento finito piano

1.4.3. Coefficienti di rigidezza a torsione

Esiste un'opzione (non applicabile ai profilati in acciaio) in cui è possibile definire un coefficiente riduttivo della rigidezza a torsione (x) dei diversi elementi (consulti la tabella sopra esposta). Nel momento in cui la dimensione dell'elemento sia minore o uguale al valore indicato per aste corte, si assume il coefficiente definito nelle opzioni. Si considera la sezione lorda (S.L.) per il termine relativo alla torsione GJ e quando sia necessario per l'equilibrio della struttura.

Consulti i valori di default utilizzando l'opzione **Progetto > Opzioni generali > Coefficienti riduttivi di rigidezza a torsione**.

1.4.4. Coefficiente di rigidezza assiale

Si tiene in considerazione l'accorciamento dovuto ad azione assiale in pilastri, muri e pareti di taglio in c.a., ridotto per mezzo di un coefficiente di rigidezza assiale variabile tra 1 e 99.99 che consente di simulare l'effetto del processo costruttivo della struttura e la sua influenza sulle azioni interne e sugli spostamenti finali. Il valore raccomandato varia tra 2 e 3, essendo 2 il valore fornito di default.

1.4.5. Momenti minimi

Anche nelle travi è possibile coprire un momento minimo che sia una frazione di quello di un elemento semplicemente appoggiato ($pl^2/8$), che può essere definito sia per momenti negativi che per momenti positivi mediante la dicitura pl^2/x , dove x è un numero intero maggiore di 8. Il valore di default è pari a 0.

Si raccomanda di disporre, almeno, un'armatura in grado di sopportare un momento pari a $pl^2/32$ nelle zone a momento negativo e a $pl^2/20$ nelle zone a momento positivo. È possibile formulare le suddette considerazioni, che pos-

sono essere differenti per ogni trave, circa i momenti minimi per l'intera struttura o solamente per parte di essa. Ciascuna norma indica abitualmente i valori minimi da applicare.

Analogamente, si possono definire dei momenti minimi in solai monodirezionali e in solai a piastre alleggerite per l'intero progetto o per campi singoli. Un valore pari a $1/2$ del momento statico ($=pl^2/16$ in presenza di carico uniforme) è ragionevole sia per momenti negativi che per momenti positivi. Per maggiori chiarimenti, la invitiamo a consultare le **Opzioni**.

Gli inviluppi dei momenti flettenti si traslano in modo tale che verifichino con i suddetti momenti minimi, applicando successivamente la ridistribuzione dei momenti negativi sopra illustrata.

Il valore equivalente del carico lineare applicato è:

$$p = \frac{V_s + V_d}{l}$$

Se si è considerato un momento minimo (+) uguale a quello calcolato, bisogna verificare che:

$$M_v \geq \frac{pl^2}{8}$$

Se il momento minimo applicato è minore di quello calcolato, si assume il maggiore tra i due.

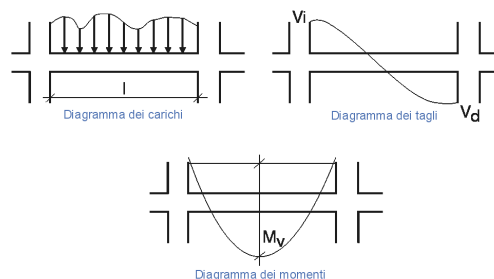


Fig. 1.9

Non dimentichi che tali considerazioni funzionano correttamente con carichi lineari e in maniera approssimata con carichi puntuali.

1.4.6. Altre opzioni

Di seguito si riportano le principali opzioni che non sono ancora state menzionate.

Pilastr

- **Disposizione di barre** (lunghezza massima, unione di campate corte, sovrapposizioni intermedie). La lunghezza massima di una barra (valore di default pari a 8 m) implica la realizzazione di sovrapposizioni nel caso in cui essa ecceda tale valore.

La lunghezza massima di unione per campate corte (valore di default pari a 4 m) si attiva quando la differenza di quota tra i piani è piccola; in tali casi, si uniscono le campate e si eliminano le sovrapposizioni intermedie a livello del piano fino a raggiungere la lunghezza indicata senza superarla. La procedura si applica dall'alto verso il basso nel pilastro, sempre e quando l'armatura sia identica.

È possibile evitare di sovrapporre le armature a livello di ciascun piano nel caso di pilastri svincolati, non eseguendo sovrapposizioni di armatura fino al piano successivo, sebbene non concorra nessuna trave nel pilastro in quel piano, sempre e quando l'armatura sia identica.

- **Interrompere ferri di attesa nell'ultima campata (in testa)**. Consente di interrompere, per scopi di disegno e di computo, le barre di pilastri in corrispondenza del loro estremo finale al fine di facilitarne il getto. Bisogna porre particolare attenzione nell'utilizzare l'opzione in questione; infatti, si raccomanda maggiormente di ridurre il coefficiente di incastro all'ultimo piano al suo valore minimo, oltre ad attivare la riduzione delle lunghezze di ancoraggio all'ultimo piano. L'utilizzo di tale opzione annulla l'eventuale piegatura richiesta da calcolo in presenza di diametri elevati.
- **Riduzione di lunghezze di ancoraggio in pilastri**. È possibile attivare o disattivare la riduzione della lunghezza di ancoraggio dell'armatura alla quota iniziale in piani intermedi (disattivata di default) e all'ultimo piano (attivata di default); la riduzione è proporzionale al rapporto tra la tensione reale nelle armature e la tensione massima. In pilastri dotati di armatura dello stesso diametro, come risultato del calcolo, i ferri di attesa presentano lunghezze differenti e, pertanto, non si possono uguagliare. Se desidera che ciò non si verifichi, disattivi l'opzione, nonostante si ottengano piegature leggermente maggiori all'ultimo piano.
- **Criteri di simmetria**. Nelle tabelle di armatura si possono definire armature differenti o uguali lungo le facce X e Y. Durante l'esecuzione del calcolo, il programma consente di ottenere la prima sequenza di armatura che verifica per tutte le combinazioni di calcolo e seleziona la prima che contenga armatura simmetrica lungo i quattro lati. Se si calcolano i rapporti geometrici di armatura in entrambi i casi e si esegue un confronto in termini percentuali, bisognerebbe selezionare la disposizione che verifica il criterio contrassegnato nella casella relativa alla differenza percentuale % (valore di default pari a 0%, cioè, non simmetrica di default). Se desidera che l'armatura sia simmetrica, digiti un valore elevato (ad esempio 300).

- **Criteri di continuità.** I pilastri si calcolano per tratti dall'alto verso il basso; nel momento in cui siano stati predimensionati correttamente, è normale che i rapporti geometrici di armatura aumentino mano a mano ci si sposti verso i piani inferiori. Tuttavia, quest'ultima condizione non sempre si verifica dato che i risultati derivanti dal calcolo sono quelli ottenuti in base alle sollecitazioni agenti e alle dimensioni dei pilastri stessi. Usando tale opzione, è possibile costringere il programma a mantenere i rapporti geometrici di armatura, il diametro e il numero di barre in corrispondenza degli angoli e delle facce, e applicare criteri di continuità a partire dall'ultimo o dal penultimo piano verso il basso; ciò implica l'ottenimento di risultati meno discontinui e più omogenei.

Di default, il programma applica criteri di continuità ai rapporti geometrici di armatura e ai diametri delle barre d'angolo a partire dal penultimo piano.

- **Copriferro geometrico.** Distanza tra il lembo esterno della sezione in calcestruzzo e la prima fila di armatura (il valore di default dipende dalla norma selezionata).
- **Disposizione di profilati in acciaio.** Si seleziona la possibilità di ridurre il profilato disposto, se possibile, o di mantenerlo e verificarlo. È importante sottolineare che il calcolo delle azioni interne si conduce utilizzando il profilato inserito, per cui, se la variazione in termini di inerzia è notevole, è necessario ricalcolare la struttura (di default l'opzione è attivata in modo tale che il programma disponga il profilato più economico).
- **Transizioni dovute al cambio di dimensioni.** Quando la riduzione della sezione (rastremazione) di un pilastro nel passaggio da un piano al successivo è notevole, bisogna piegare l'armatura verticale, limitandone l'angolo di piegatura. Nel momento in cui si eccedano tali condizioni geometriche, si deve interrompere e ancorare l'armatura della campata inferiore e disporre dei ferri di chiamata per la campata superiore. L'angolo di

piega dipende dall'altezza del solaio o trave in cui concorre il pilastro.

- **Arrotondamento delle lunghezze delle barre.** Abitualmente si interrompono le barre in modo tale che le loro lunghezze siano multiple di un valore (valore di default pari a 5 cm), in modo da agevolare la messa in opera e la fabbricazione.
- **Tratteggio (hatch) di pilastri e pareti di taglio.** Si tratta di simboli che consentono di distinguere graficamente un pilastro che nasce da uno che termina o che continua in un altro piano.
- **Sovrapporre nella zona centrale della campata.** In zone sismiche, le sovrapposizioni di armatura si realizzano nella parte centrale della campata, lontano dalle zone sottoposte a sforzi massimi. Si raccomanda di attivare tale opzione (disattivata di default) in presenza di azione sismica elevata.
- **Sovrapposizioni in muri e pareti di taglio.** Consente di verificare che la sovrapposizione di armatura ricada in zona tesa o compressa, applicando un coefficiente di amplificazione alla lunghezza di sovrapposizione che dipende strettamente dall'interfero.
- **Fattore di soddisfacimento richiesto in muri e pareti di taglio.** L'armatura di un muro o di una parete di taglio può essere soggetta a tensioni di picco che la penalizzano se si pretende che essa verifichi al 100%. Mediante questa opzione, si consente di ottenere una minor % di soddisfacimento o, alternativamente, di dimensionare l'armatura in modo tale che il fattore di soddisfacimento sia almeno il 90% del valore di default. È conveniente tenere sempre d'occhio questo valore e, nel caso in cui sia minore del 100%, controllare in quali punti l'armatura non verifica e, se si rendesse necessario, disporre armatura locale.
- **Disposizione di staffe.** È conveniente disporre staffe in corrispondenza delle intersezioni con solai o travi (opzione attivata di default), compreso in testa e al pie-

de di pilastri per un'altezza determinata e con un passo più piccolo che nel resto del pilastro (disattivata di default). Si raccomanda di attivarla in zone sismiche.

- **Opzioni relative a ferri di chiamata**
- **Rapporti geometrici minimi di armatura**
- **Opzioni relative a mensole tozze**

Travi

Nel seguito si elencano le opzioni relative a travi:

- Armature superiori simmetriche in travi costituite da un'unica campata
- Percentuale di differenza per armature superiori simmetriche
- Criterio di disposizione di piegature
- Piegature agli estremi del telaio
- Lunghezza minima delle staffe
- Simmetria in armatura a taglio (staffe)
- Staffe di diverso diametro in una trave
- Lunghezza di ancoraggio in chiusura di staffe
- Piegare a U le piegature
- Disposizione di staffatura multipla
- Armatura di travi prefabbricate
- Staffatura di travi precomprese
- Esploso di armatura di travi con sisma
- Copriferri geometrici (superiore, inferiore e laterale)
- Copriferri geometrici in travi di fondazione (superiore, inferiore e laterale)
- Caratteristiche di travi prefabbricate*
- Libreria di travi precomprese
- Valutazione di errori
- Criterio di ordinamento di telai
- Criterio di numerazione di travi
- Armatura di montaggio
- Unire armatura di montaggio in sbalzi
- Involuppi dei tagli (rappresentazione continua o discontinua)*
- Armatura a taglio (disposizione di armatura di pelle, sezione di verifica del taglio)*
- Selezione di staffatura*
- Fessurazione*
- Rapporti minimi di armatura in travi di fondazione
- Armatura di travi inglobate in muri e di travi di coronamento

Solai in getto pieno, solai misti e solai nervati

- Armatura di lastre e solai nervati
- Rapporti minimi di armatura
- Riduzione del rapporto meccanico di armatura
- Armatura a torsione
- Lunghezze minime delle barre di armatura aggiuntiva
- Copriferro meccanico in lastre
- Copriferro meccanico in solai nervati
- Specificare armatura base in disegni esecutivi (disattivata di default). Non si illustra, non si disegna e non rientra nel computo se tale opzione è disattivata.
- Arrotondamento della lunghezza delle barre
- Piegature costruttive in lastre
- Criteri di ordinamento e di numerazione in lastre
- Armatura di lastre rettangolari
- Copriferro in fondazione
- Copriferro in solai con travetti, a piastre alleggerite e in solai misti

Scale

- Uguagliare armature
- Ferri di attesa all'inizio e all'arrivo
- Posizione delle armature
- Copriferro geometrico
- Lunghezza di ancoraggio in solai
- Altezza della fondazione

Opzioni generali relative a travi e solai

- Opzioni generali di disegno*
- Lunghezza massima di una barra interrotta
- Sfridi di acciaio in computi
- Rapporti minimi di armatura in armature superiori di solai monodirezionali
- Rapporti minimi di armatura in armature superiori di solai a piastre alleggerite
- Armatura in solai comuni
- Armatura in solai a piastre alleggerite
- Momenti minimi da coprire con armatura in solai e travi
- Armatura di travi principali
- Coefficiente riduttivo della rigidità a flessione in solai monodirezionali
- Considerazione dell'armatura a torsione in travi
- Opzioni relative a travi e travetti in acciaio e tralicciati
- Limiti relativi alla freccia in travi, travetti, solai a piastre alleggerite e solai misti
- Freccia attiva e freccia totale a lungo termine – Processo costruttivo
- Taglio in solai monodirezionali gettati in opera
- Fattori di lunghezza efficace in travi inclinate
- Fattori di lunghezza efficace in diagonali di controvento

Travi e cordoli di collegamento

- Opzioni generali e specifiche

Travi e cordoli di collegamento

- Opzioni generali e specifiche

Disegno

- La configurazione di layer, le dimensioni di testi e gli spessori delle penne sono configurabili nei disegni esecutivi*

Esistono opzioni che si salvano e conservano con il progetto. Altre (*) sono invece opzioni di carattere generale che possono variare da progetto a progetto.

Per recuperare le opzioni di default, bisogna eseguire un'installazione 'vuota', senza la necessità che esista precedentemente la directory USR. In tal modo si installano tutte le opzioni e le tabelle di default. Alcune opzioni dispongono di un pulsante che consente di recuperarle direttamente senza dover eseguire l'installazione 'vuota'.

1.5. Azioni da considerare

1.5.1. Azioni verticali

Carichi permanenti (ipotesi di carico permanente)

A tale categoria di azioni appartiene il peso proprio degli elementi in calcestruzzo armato, ottenuto dal prodotto tra il volume calcolato a partire dalla loro sezione lorda e il fattore 25 (peso specifico del calcestruzzo armato nel sistema SI) in pilastri, pareti di taglio, muri, travi e solai.

L'utente specifica il peso proprio dei solai nel momento in cui ne sceglie la classe, che può essere differente per ciascun piano o campo, a seconda del tipo selezionato. In solai in getto pieno il peso proprio si calcola moltiplicando la loro altezza per 25, così come negli abachi di solai nervati. Nelle zone alleggerite di solai nervati, così come in solai monodirezionali, il peso proprio è indicato dall'utente nella scheda tecnica del solaio selezionato. Nel caso di solai monodirezionali, il valore del peso per metro quadrato si moltiplica per l'interasse, dando luogo a un carico lineare applicato su ciascun travetto. In lastre e in solai nervati, si applica su ogni nodo il prodotto del peso per l'area di influenza di ciascuno di essi.

Carichi permanenti portati

Si considerano come carichi uniformemente distribuiti nel piano, associati a elementi quali pavimentazioni e tramezzi (sebbene questi ultimi possano considerarsi in termini di carichi variabili nel momento in cui la loro posizione o presenza vari nel tempo).

I pesi propri degli elementi strutturali sommati ai carichi permanenti portati rappresentano i **Carichi permanenti**, cui si associa l'**ipotesi di carico permanente** (si applica in maniera "automatica" sulle aste della struttura) che compare dapprima nelle combinazioni e successivamente negli elenchi delle azioni interne.

Carichi variabili (ipotesi carico di esercizio)

Il carico di esercizio si considera uniformemente distribuito nel piano e si applica in maniera "automatica" sulle aste della struttura costituenti i piani di ciascun gruppo.

Ipotesi aggiuntive (carichi speciali)

Come anticipato in precedenza, **CYPECAD** genera ipotesi di carico "automatiche", quali: **Carico permanente** (rappresentato dal peso proprio degli elementi costruttivi e dai permanenti portati inseriti nei vari piani), il **Carico di esercizio** (definito in ciascun gruppo su tutta la superficie del piano), il Vento (generato automaticamente per ognuna delle direzioni X e Y in funzione della normativa selezionata e delle lunghezze delle facciate su cui agisce), e il **Sisma** (che dipende dalla norma selezionata).

È possibile formulare ipotesi di carico aggiuntive di differente natura (carico permanente, carico di esercizio, sisma e neve) oltre a quelle generate automaticamente dal programma, e combinarle con queste ultime e tra di loro (ciò non vale per le azioni del vento e del sisma).

Si possono inoltre definire ipotesi aggiuntive associate alle spinte del terreno e a carichi accidentali.

È possibile creare disposizioni di carichi distinti in ciascuna ipotesi, dando così luogo a insiemi che a loro volta possono essere combinati stabilendone la contemporaneità di azione (assegnando loro le opzioni compatibili, incompatibili o contemporanee).

Quando si creano ipotesi aggiuntive, si può definire se sono o meno compatibili tra di loro.

Una volta definite tutte le ipotesi, la disposizione dei carichi, la contemporaneità e le modalità di combinazione (a seconda delle norme relative alle azioni selezionate, dei materiali utilizzati e della categoria d'uso dell'edificio), si genera

automaticamente il complesso delle combinazioni per ogni Stato Limite, sia di rottura dei materiali che di tensioni sul terreno di fondazione e spostamenti di nodi. È inoltre possibile eseguire la verifica di resistenza al fuoco.

A tale scopo, tutto quanto esposto fino ad ora si configura alla voce **Azioni** del riquadro di dialogo **Dati generali** ed è inoltre applicabile alle **Strutture 3D integrate**.

Carichi verticali su pilastri

È possibile definire carichi (N , M_x , M_y , Q_x , Q_y , T) sulla testa di qualsiasi pilastro, riferiti agli assi generali, per qualsiasi ipotesi aggiuntiva oltre a quelle create automaticamente, conformemente alla convenzione di segni seguente:

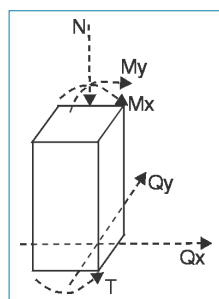


Fig. 1.10

Si possono inserire pilastri o elementi di appoggio, con i rispettivi carichi applicati, su piastre o travi di fondazione, in modo tale da semplificare il calcolo.

Carichi orizzontali su pilastri

È possibile applicare carichi puntuali e carichi uniformi lungo l'intera altezza del pilastro, riferiti ai suoi assi locali o agli assi generali della struttura.

1.5.2. Azioni orizzontali

Vento

Il programma genera automaticamente i carichi orizzontali su ogni piano, conformemente alla normativa selezionata, nelle due direzioni ortogonali X , Y (o in una sola) e in entrambi i sensi ($+X$, $-X$, $+Y$, $-Y$). Si può definire un coefficiente di carico per ciascuna direzione e senso di azione del vento, che moltiplica la pressione totale del vento. Se un edificio è isolato, la pressione agisce sulla faccia sopravvento e la depressione su quella sottovento. abitualmente, si stima che la pressione sia pari a $2/3 = 0.66$ della pressione totale e la depressione a $1/3 = 0.33$, per cui, per l'edificio isolato in questione, il coefficiente di carico è pari a 1 ($2/3 + 1/3 = 1$) per ogni direzione. Se si tratta di un edificio a schiera o di un edificio in contatto con un altro edificio lungo il suo lato sinistro in direzione X , che protegge dall'azione del vento lungo una direzione, è possibile tenerlo in considerazione mediante il coefficiente di carico, ponendo in $+X = 0.33$ dato che è presente solo depressione in direzione sottovento e $-X = 0.66$ in quanto è presente unicamente pressione in direzione sopravvento:

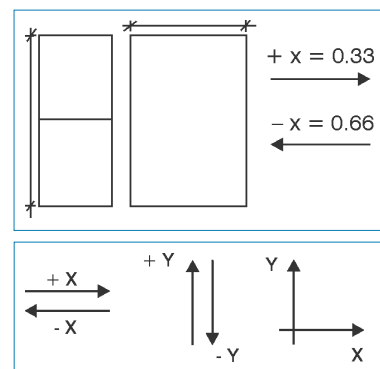


Fig. 1.11

La larghezza di banda si definisce come la lunghezza della facciata perpendicolare alla direzione di azione del vento;

può essere differente in ciascun piano. Quando il vento agisce in direzione X, bisogna fornire la larghezza di banda in y, mentre quando il vento agisce in direzione Y, bisogna indicare la larghezza di banda x.

Nel momento in cui esistano zone indipendenti in uno stesso piano, il carico si distribuisce proporzionalmente alla larghezza di ciascuna zona rispetto alla larghezza totale B definita per il piano stesso (Fig. 1.12).

Indicando con B la larghezza di banda definita quando il vento agisce in direzione Y, i parametri b1 e b2 sono calcolati geometricamente da CYPECAD in funzione delle coordinate dei pilastri estremi di ciascuna zona. Pertanto, le larghezze di banda corrispondenti a ciascuna zona sono:

$$B_1 = \frac{b_1}{b_1 + b_2} \cdot B \quad B_2 = \frac{b_2}{b_1 + b_2} \cdot B$$

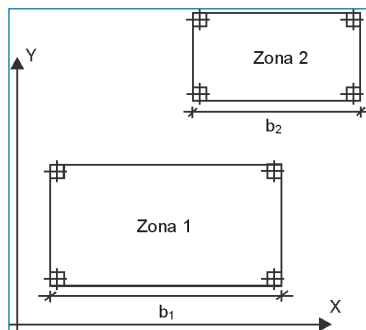


Fig. 1.12

Note la larghezza di banda di un piano e le altezze del piano superiore e inferiore a quest'ultimo, moltiplicando la semi-somma delle altezze per la larghezza di banda, si ottiene la superficie esposta al vento del piano in questione; Se si moltiplica quest'ultima per la pressione totale calcolata in corrispondenza di quell'altezza e per il coefficiente di carico, si ottiene il carico del vento in quel piano e in quella direzione.

Se sono presenti parapetti in copertura, può essere tenuto in considerazione modificando proporzionalmente la larghezza di banda b con una larghezza b':

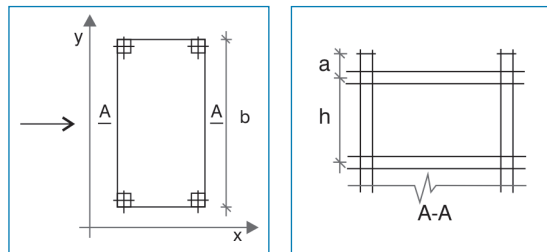


Fig. 1.13

$$b' = b \cdot \frac{a + h/2}{h/2} = b \cdot \frac{2a + h}{h}$$

Come metodo generale per calcolare il carico del vento in maniera automatica, selezioni l'opzione **Norma generica**.

Definite le direzioni in cui agisce il vento, i coefficienti di carico e le larghezze di banda per ogni piano, bisogna selezionare la curva altezze-pressioni; a tale scopo, esiste una libreria che consente di selezionare curve esistenti e di crearne nuove. In esse si definisce una pressione totale per ogni altezza, per altezze intermedie si eseguono interpolazioni necessarie per calcolare la pressione in corrispondenza della quota di ciascun piano dell'edificio.

Il **Fattore di forma** è un coefficiente che consente di correggere il carico del vento in funzione della forma dell'edificio, sia in pianta che in elevazione, e della sua snellezza.

È inoltre possibile definire un **Fattore di raffica**, cioè un coefficiente amplificativo del carico del vento, per tenere in considerazione la posizione geografica della costruzione, ad esempio in zone molto esposte, valli strette, versanti, ecc. In tali situazioni è necessario tenere in debita considerazione il suddetto fattore a causa della loro esposizione e del fatto che lì si producono velocità del vento maggiori.

Il carico totale del vento applicato su ciascun piano si ottiene moltiplicando le pressioni agenti alle loro quote per la superficie esposta e per i fattori di forma e di raffica. Il suo punto di applicazione in corrispondenza di ciascun piano coincide con il centro geometrico del piano stesso. Il valore del carico del vento applicato su ciascun piano può essere consultato negli elenchi del progetto.

Per ciascuna norma definita, il calcolo della pressione si esegue in maniera automatica, nonostante sia necessario indicare una serie di dati che può consultare nel capitolo relativo alle implementazioni delle normative.

In **Strutture 3D integrate** i carichi del vento non si generano automaticamente, ma si devono inserire manualmente sui nodi e sulle aste. Se si definiscono ipotesi aggiuntive, è possibile creare una combinazione con le ipotesi automatiche.

È di notevole importanza controllare la combinazione e la compatibilità delle ipotesi in essa presenti quando si importa un progetto da Strutture 3D in termini di struttura 3D integrata, specialmente, se in esso erano già state generate le ipotesi di vento provenienti dal Generatore di telai.

Sisma

Per il sisma si possono definire due metodi generali di calcolo: calcolo statico e calcolo dinamico.

È possibile applicare ambedue i metodi generali o quelli specifici indicati dalla normativa vigente o dai regolamenti di applicazione in funzione dell'ubicazione della località in cui l'edificio si trova. L'azione

Calcolo statico, Sisma tramite coefficienti. L'azione del sisma può essere inserita mediante un sistema di forze statiche equivalenti ai carichi dinamici, che si esplicano in termini di carichi orizzontali nelle due direzioni ortogonali X e Y, applicati in corrispondenza del centro di massa di ciascun piano della struttura.

Come metodo generale, è possibile applicare il sisma attraverso coefficienti di piano.

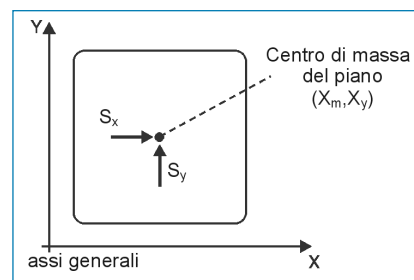


Fig. 1.14

Le forze statiche da applicare in ogni direzione, per ciascun piano, sono:

$$S_x = (G_i + A \cdot Q_i) \cdot C_{xi}$$

$$S_y = (G_i + A \cdot Q_i) \cdot C_{yi}$$

dove:

G_i : Carichi permanenti del piano i

Q_i : Carichi variabili del piano i

A : Coefficiente di contemporaneità del sovraccarico (o della neve) o parte quasi-permanente

C_{xi} , C_{yi} : Coefficiente sismico in ogni direzione del piano i , anche noto come "Azione secondo X o Y" nella sezione riservata all'inserimento dei dati del riquadro di dialogo. La massa sismica di ciascun piano si moltiplica per tale coefficiente per ottenere la forza statica applicata su ciascun piano.

Gli spostamenti del piano rispetto agli assi generali sono:

$$\bar{\delta} \begin{cases} \delta_{xp} : \text{spostamento in X del piano} \\ \delta_{yp} : \text{spostamento in Y del piano} \\ \delta_{zp} : \text{rotazione del piano rispetto a Z} \end{cases}$$

e le forze applicate:

$$\bar{F} = \begin{cases} F_x = S_x \\ F_y = S_y \\ M_z = -S_x \cdot Y_m + S_y \cdot X_m \end{cases}$$

$$\bar{F} = K \cdot \bar{\delta}$$

È possibile tenere in considerazione gli effetti del secondo ordine se si desidera.

Nelle strutture 3D integrate, se si attivano ipotesi di sisma statico in termini di carichi agenti su nodi e aste, non si possono combinare né con il sisma tramite coefficienti né con il sisma dinamico.

Analogamente, se si considera in CYPECAD un calcolo statico tramite coefficienti di piano, non si può eseguire nelle strutture 3D integrate, per cui non può essere calcolato, salvo con un calcolo dinamico congiunto. Si potrebbe attivare un'ipotesi aggiuntiva di sisma statico, disattivando le ipotesi automatiche.

Calcolo dinamico. Analisi modale con spettro di risposta. Il metodo di analisi dinamica che il programma considera come metodo generale è l'analisi modale con spettro di risposta, per la quale è necessario indicare i parametri seguenti:

- Accelerazione di calcolo in termini di frazione dell'accelerazione gravitazionale $g = a_c$
- Duttilità della struttura $= \mu$
- Numero di modi da tenere in considerazione
- Coefficiente quasi-permanente del carico di esercizio $= A$
- Spettro delle accelerazione di progetto

È necessario completare i suddetti dati e selezionare il corrispondente spettro di calcolo dalla libreria fornita di default dal programma o da un'altra creata dall'utente. La defini-

zione di ogni spettro si realizza mediante coordinate (X: periodo T; Y: ordinata spettrale $\alpha(T)$), potendo in seguito visualizzare l'andamento in funzione dei dati inseriti. Per la definizione dello spettro di risposta elastico normalizzato, l'utente deve conoscere i fattori che lo influenzano (tipo di sisma, tipo di terreno, smorzamento, ecc.); essi devono far parte dell'ordinata spettrale, anche nota come fattore di amplificazione, e devono essere riferite al periodo T.

Quando in un edificio si specifica qualsiasi tipo di ipotesi sismica dinamica, il programma, oltre ad eseguire un calcolo statico normale al di sotto di carichi gravitazionali e vento, effettua un'analisi modale con spettro di risposta della struttura. Gli spettri di progetto dipendono dalla norma relativa al sisma e dai parametri selezionati al suo interno. Nel caso in cui si attivi l'opzione relativa all'analisi modale con spettro di risposta, si deve indicare direttamente lo spettro di progetto.

Per eseguire l'analisi dinamica, il programma crea le matrici delle masse e delle rigidezze per ciascun elemento della struttura; in particolare, la matrice delle masse si genera a partire dall'ipotesi di peso proprio e dai corrispondenti carichi di esercizio moltiplicati per il coefficiente quasi-permanente. CYPECAD lavora con matrici di masse concentrate diagonalmente.

Il passo successivo consiste nel condensare (contemporaneamente con l'assemblaggio degli elementi) le matrici delle masse e delle rigidezze complete della struttura, al fine di ottenerne altre ridotte che contengono unicamente i gradi di libertà dinamici, su cui si esegue la decomposizione modale. Il programma realizza una condensazione statica e dinamica; quest'ultima si effettua mediante il metodo semplificato classico, in cui si ipotizza che le forze d'inerzia compaiano solo tramite i gradi di libertà dinamici.

Essi sono tre per ciascun piano dell'edificio: due traslazioni nel piano orizzontale e la corrispondente rotazione nello

stesso. Il modello semplificato esposto corrisponde a quello raccomandato dalla grande maggioranza delle norme relative al sisma.

A questo punto si dispone già di una matrice di rigidezza e di una matrice delle masse, entrambe ridotte e con lo stesso numero di righe/colonne. Ognuna di esse rappresenta uno dei gradi di libertà sopra illustrati. Successivamente si effettua la decomposizione modale, risolta dal programma per mezzo di un metodo interattivo, i cui risultati sono gli autovalori e gli autovettori corrispondenti alla diagonalizzazione della matrice di rigidezza con le masse.

Il sistema di equazioni da risolvere è il seguente:

K: Matrice di rigidezza

M: Matrice delle masse

$$[K - \omega^2 \cdot M] = 0 \quad (\text{determinante nullo})$$

ω^2 : Autovalori del sistema

ω : Frequenze naturali proprie del sistema dinamico

$$[K - \omega^2 \cdot M] \cdot [\phi] = [0]$$

(sistema omogeneo indeterminato)

ϕ : Autovettori del sistema o modi di vibrazione condensati

Dalla prima equazione si ottiene un numero massimo di soluzioni (valori di ω) uguale al numero di gradi di libertà dinamici assunto; per ciascuna di esse (autovalore) si ricava il corrispondente autovettore (modo di vibrare). Tuttavia, raramente è necessario ottenere il massimo numero di soluzioni del sistema; abitualmente, si calcolano unicamente le più rappresentative, generalmente coincidenti con il numero di modi di vibrare indicato dall'utente. Una volta specificato il numero di modi di vibrare, il programma seleziona le soluzioni più significative del sistema, che sono quelle con la maggior percentuale di massa partecipante, corrispondenti alle frequenze naturali di vibrazione maggiori.

I modi di vibrare condensati (anche noti come vettori dei coefficienti di forma) si ricavano dalla risoluzione di un si-

stema omogeneo di equazioni (il vettore dei termini indipendenti è nullo) e indeterminato (ω^2 è stato calcolato in maniera tale che il determinante della matrice dei coefficienti sia nullo).

A partire dai modi di vibrare, il programma ottiene i coefficienti di partecipazione per ogni direzione (τ_i) nel modo seguente:

$$\tau_i = [\phi_i]^T \cdot [M] \cdot \frac{[J]}{[\phi_i]^T} \cdot [M] \cdot [\phi_i], \quad i = 1, \dots, n \text{ modi calcolati}$$

dove $[J]$ è un vettore che indica la direzione di azione del sisma. Ad esempio, nel caso di sisma agente in direzione X:

$$[J] = [100100100 \dots 100]$$

Una volta ottenute le frequenze naturali di vibrazione, si entra nello spettro di progetto selezionato, con i parametri di duttilità, smorzamento, ecc., ricavando l'accelerazione di progetto per ciascun modo di vibrazione, e ciascun grado di libertà dinamico.

I suddetti valori si calcolano tramite l'espressione:

$$a_{ij} = \phi_{ij} \cdot \tau_i \cdot a_{ci}$$

i: Ogni modo di vibrazione

j: Ciascun grado di libertà dinamico

a_{ci} : Accelerazione di progetto per il modo di vibrazione i

Gli spostamenti massimi della struttura, per ogni modo di vibrazione i e grado di libertà j conformemente al modello lineare equivalente, si ottengono come segue:

$$u_{ij} = \frac{a_{ij}}{\omega_i^2}$$

Pertanto, per ogni grado di libertà dinamico, si ottiene un valore dello spostamento massimo in ciascun modo di vibrare. Ciò equivale a un problema di spostamenti imposti, che si risolve per i rimanenti gradi di libertà (non dinamici), attraverso l'espansione modale o la sostituzione "a ritroso" dei gradi di libertà condensati in precedenza.

Infine, si ricava una distribuzione di spostamenti e di azioni interne sull'intera struttura, per ciascun modo di vibrare e per ogni ipotesi dinamica, con cui si termina l'analisi modale con spettro di risposta propriamente detta.

Per la sovrapposizione modale, mediante cui si ottengono i valori massimi di un'azione interna, di uno spostamento, ecc., il programma esegue una combinazione CQC (combinazione quadratica completa), in cui si calcola un coefficiente di accoppiamento modale che dipende dal rapporto tra i periodi di vibrare dei modi da combinare. La formula su cui è basato questo metodo è:

$$x = \sqrt{\sum_i \sum_j \rho_{ij} x_i x_j}$$

$$\rho_{ij} = \frac{8\zeta^2 r^{3/2}}{(1+r)(1-r)^2 + 4\zeta^2 r(1+r)}$$

dove:

$$r = \frac{T_i}{T_j}$$

ζ : Radice dello smorzamento, uniforme per tutti i modi di vibrare, di valore pari a 0.05

X: Azione interna o spostamento risultante

x_i, x_j : Azioni interne o spostamenti corrispondenti ai modi da combinare

Per i casi in cui si richieda di valutare le azioni interne concomitanti, CYPECAD realizza una sovrapposizione lineare dei distinti modi di vibrare, in maniera tale che per una determinata ipotesi dinamica, si ottengano realmente n insiemi di azioni interne, dove n rappresenta il numero di azioni interne concomitanti richieste. Ad esempio, durante il dimensionamento di pilastri in calcestruzzo, si lavora contemporaneamente con tre azioni interne: azione assiale, momento flettente nel piano xy e momento flettente nel piano xz. In tal caso, quando si richiede la combinazione con un'ipotesi dinamica, il programma fornisce, per ciascuna combinazione contenente almeno un'ipotesi dinamica, tre combinazioni distinte: una per la massima azione assiale, un'altra per il massimo momento flettente nel piano xy e un'altra ancora per il massimo momento flettente nel piano xz. Inoltre, le differenti combinazioni create si moltiplicano per ± 1 , dato che il sisma può agire in entrambi i versi.

È inoltre possibile tenere in considerazione gli effetti del secondo ordine attivando, facoltativamente, l'opzione corrispondente, dato che il programma non li considera automaticamente.

Una volta eseguito il calcolo, si possono consultare, per ciascun modo, il periodo, il coefficiente di partecipazione in ogni direzione di calcolo X, Y, e quello che viene identificato come coefficiente sismico, che coincide con lo spettro di spostamenti ottenuto come:

$$S_d = \frac{\alpha(T)}{\omega^2 \mu}$$

$\alpha(T)$: Ordinata spettrale

ω : Frequenza angolare = $2\pi/T$

μ : Duttilità

Effetti della torsione

Nel momento in cui si conduca un calcolo dinamico, si ottengono il momento e il taglio totale dovuto all'azione sismica sull'edificio. Dividendo entrambi, si ricava l'eccentricità rispetto al centro delle masse. A seconda della norma relativa al sisma di ciascun paese selezionata, si effettua un confronto tra quest'ultima e la minima eccentricità specificata dalla norma scelta e, se risultasse inferiore, si amplifica il modo rotazionale, in maniera tale che si ottenga almeno la suddetta eccentricità minima.

Se si decide di analizzare il sisma della struttura in modo generico (Analisi modale con spettro di risposta), l'eccentricità minima tenuta in considerazione dal programma è pari a 0.05.

Ciò è di notevole importanza soprattutto nel caso di strutture simmetriche.

Taglio alla base

Negli elenchi contenenti i risultati del calcolo si può consultare il taglio degli elementi di sostegno per ciascun modo di vibrare, che può essere usato per ottenere il taglio alla base e paragonarlo con quello statico e, se fosse il caso, modificarlo manualmente amplificando gli effetti dinamici, conformemente a quanto indicato dalla norma in uso.

Considerazione degli effetti del secondo ordine (PΔ)

Quando si definiscono ipotesi di vento o di sisma, si può decidere facoltativamente se considerare il calcolo dell'amplificare delle azioni interne prodotte dall'azione dei suddetti carichi orizzontali. Si raccomanda di attivare questa opzione durante il calcolo.

Il metodo si basa sugli effetti P-delta dovuti agli spostamenti prodotti dalle azioni orizzontali, considerando in un modo semplice gli effetti del secondo ordine a partire da un calcolo del primo ordine e un comportamento lineare dei materiali con le caratteristiche meccaniche basate sulle sezioni lorde dei materiali e sul modulo di elasticità secante.

Al di sotto dell'azione orizzontale, in corrispondenza di ogni piano i , agisce una forza H_i che comporta che la struttura si deformi; nascono pertanto degli spostamenti, indicati con Δ_{ij} , in corrispondenza di ciascun pilastro. In ogni pilastro j , a livello di ciascun piano, agisce un carico di valore P_{ij} per ognuna ipotesi gravitazionale, trasmesso dal solaio al pilastro j al piano i .

Si definisce un momento ribaltante M_H dovuto alle azioni orizzontali, che agisce ad una quota z_i rispetto alla quota 0.00, per ciascuna direzione di azione dello stesso:

$$M_H = \sum H_i \cdot z_i$$

i : Numero di piani

j : Numero di pilastri

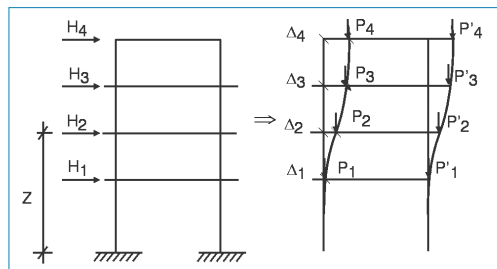


Fig. 1.15 Azione del vento

Allo stesso modo si definisce un momento $M_{P\Delta}$ imputabile agli effetti P-delta, dato dal prodotto tra i carichi trasmessi dai solai ai pilastri P_{ij} per ogni ipotesi gravitazionale definita (k) e gli spostamenti dovuti al carico orizzontale Δ_i .

$$M_{P\Delta k} = \sum_i \sum_j P_{ij} \Delta_i$$

dove:

k: Ciascuna ipotesi gravitazionale (peso proprio, carico di esercizio, ecc.).

Se si calcola il coefficiente

$$C_K = \frac{M_{P\Delta K}}{M_{HK}}$$

che rappresenta l'indice di stabilità per ciascuna ipotesi gravitazionale e per ciascuna direzione dell'azione orizzontale, si può ottenere un coefficiente di amplificazione del coefficiente di maggiorazione delle ipotesi dovute alle azioni orizzontali per tutte le combinazioni in cui agiscono le suddette azioni orizzontali. Questo valore si indica con γ_z e si calcola attraverso la formula seguente:

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - (\sum \gamma_{gi} \cdot C_i + \sum \gamma_{fqi} \cdot C_j)}$$

dove:

γ_{gi} : Coefficiente di maggiorazione dei carichi permanenti dell'ipotesi i;

γ_{fqi} : Coefficiente di maggiorazione dei carichi variabili dell'ipotesi j

γ_z : Coefficiente di stabilità globale

Non dimentichi che, per il calcolo degli spostamenti imputabili a ciascuna ipotesi di azioni orizzontali, è stato eseguito un calcolo del primo ordine usando le sezioni lorde degli elementi. Se si calcolano le azioni interne per il dimensionamento agli stati limite ultimi, sembrerebbe logico condurre il calcolo degli spostamenti usando le sezioni fessurate e omogeneizzate degli elementi; tuttavia, ciò risulta essere molto laborioso, dato che implica la non linearità dei materiali, della geometria e degli stati di carico. Ciò lo rende inaccessibile da un punto di vista pratico con i mezzi normali cui si dispone per il calcolo. È pertanto necessario stabilire una semplificazione, che consiste nell'ipotizzare una riduzione della rigidezza delle sezioni, che comporta un incremento degli spostamenti, dal momento che queste due grandezze sono inversamente proporzionali. Il programma richiede come dato l'aumento o 'fattore di amplificazione degli spostamenti' al fine di tenere in considerazione tale riduzione di rigidezza.

A questo punto non esiste un unico criterio, per cui resta a giudizio dell'utente stabilire quale valore inserire a seconda del tipo di struttura, del grado di fessurazione stimato, della presenza o assenza di elementi di irrigidimento, quali vano scale, ecc., che in realtà comporterebbero una riduzione degli spostamenti calcolati.

In Brasile, è comune considerare un coefficiente di riduzione del modulo di elasticità pari a 0.90 ed assumere un coefficiente di riduzione dell'inerzia fessurata rispetto all'inerzia lorda pari a 0.70. La rigidezza è pertanto ridotta dal prodotto fra i suddetti fattori:

$$\begin{aligned} \text{Rigidezza ridotta} &= 0.90 \cdot 0.70 \cdot \text{Rigidezza lorda} = \\ &= 0.63 \cdot \text{Rigidezza lorda} \end{aligned}$$

Dato che gli spostamenti sono inversamente proporzionali alla rigidezza, il fattore che li amplifica è pari a $1 / 0.63 = 1.59$; esso deve essere inserito come dato all'interno del programma. Come regola generale, se $\gamma_z > 1.20$, è necessario irrigidire maggiormente la struttura nella direzione in cui quest'ultima è molto deformabile e presenta scarsa stabilità. Se $\gamma_z < 1.1$, il suo effetto è piccolo e, praticamente, trascurabile.

Nella nuova norma NB-1/2000, in maniera semplificata, si raccomanda di amplificare gli spostamenti di una quantità pari a $1/0.7 = 1.43$ e di limitare il valore di γ_z a 1.3.

Nel Codice Modello CEB-FIP 1990 si applica un metodo di amplificazione dei momenti che raccomanda, in assenza di un calcolo più preciso, di ridurre le rigidezze di un 50% o, analogamente, di applicare un coefficiente amplificativo degli spostamenti pari a $1 / 0.50 = 2.00$. In tal caso, se $\gamma_z > 1.50$, bisogna irrigidire maggiormente la struttura nella direzione in cui quest'ultima è molto deformabile e presenta scarsa stabilità. Gli effetti del secondo ordine non si prendono in considerazione se $\gamma_z < 1.1$, nonostante si raccomandi di attivarli sempre.

Nella norma ACI-318-95 si definisce un indice di stabilità Q per ogni piano, e non globale dell'intero edificio, sebbene si potrebbe stabilire una relazione con il coefficiente di stabilità globale se i piani sono molto simili:

$$\gamma_z: \text{coefficiente di stabilità globale} = 1 / (1-Q)$$

Generalmente il valore limite dell'indice di stabilità che stabilisce se il piano corrisponda o meno a un sistema a nodi fissi può essere assunto pari a $Q = 0.05$, cioè, $1 / 0.95 = 1.05$.

In ogni caso, si deve calcolare e tenere in considerazione sempre che si ecceda tale valore; ciò comporta il fatto di considerarlo sempre nel calcolo e di amplificare le azioni interne tramite questo metodo.

Per quanto concerne il coefficiente amplificativo degli spostamenti, dato che le azioni orizzontali sono temporanee e di breve durata, si può considerare una riduzione dell'ordine del 70% dell'inerzia e , poiché il modulo di elasticità è minore ($15100 / 19000 = 0.8$), cioè, il coefficiente di amplificazione è pari a $1 / (0.7 \cdot 0.8) = 1.78$, conformemente conformemente al coefficiente di stabilità globale, sarebbe ragionevole non eccedere il valore 1.35.

Si può notare come il criterio del codice modello sia raccomandabile e facile da ricordare e la sua applicazione altamente consigliata in tutti i casi pratici:

Coefficiente amplificativo degli spostamenti = 2

Limite per il coefficiente di stabilità globale = 1.5

D'altronde, è anche vero che negli edifici sono sempre presenti elementi irrigidenti, quali facciate, scale, muri portanti, ecc., che comportano spostamenti minori, imputabili alle azioni orizzontali, rispetto a quelli calcolati. A tale scopo, il valore del coefficiente amplificativo degli spostamenti è impostato su un valore pari a 1.00 di default. Rimane a giudizio dell'utente modificarlo, dato che non è possibile discretizzare tutti gli elementi nel calcolo della struttura.

Ultimato il calcolo, nella schermata **Dati generali > Vento e sisma**, cliccando sequenzialmente sui pulsanti **Con effetti del 2° ordine e Fattori di amplificazione**, è possibile consultare i valori calcolati per ciascuna combinazione e stampare una relazione contenente i risultati alla voce **Elementi del progetto**; qui si può inoltre visualizzare il massimo valore assunto dal coefficiente di stabilità in ogni direzione.

Si può inoltre verificare che la struttura non sia stabile, nel cui caso il programma emette un avviso prima che la procedura di calcolo sia terminata in cui avverte l'utente che esiste un fenomeno di instabilità globale. Ciò avviene quando il valore di γ_z tende a ∞ o, analogamente nella formula, quando si converte in un valore nullo o negativo poiché:

$$\Sigma(\gamma_{fqi} \cdot C_i + \gamma_{fqi} \cdot C_j) \geq 1$$

Quanto esposto può essere studiato per l'azione del vento e/o del sisma e si consiglia di calcolarlo sempre, come metodo alternativo di calcolo degli effetti del secondo ordine, soprattutto per strutture a nodi mobili o liberi leggermente traslazionali, com'è la maggior parte degli edifici.

Non dimentichi che l'ipotesi relativa al carico di esercizio si considera nella sua globalità e, dato che il programma non esegue nessuna riduzione del carico di esercizio in maniera automatica, può risultare conveniente ripetere il calcolo riducendo in precedenza il carico di esercizio.

Nel caso della norma ACI 318, una volta studiata la stabilità dell'edificio, si realizza la procedura di riduzione delle rigidità per il dimensionamento dei pilastri applicando una formula indicata nell'appendice delle normative contemplate dal programma.

In tal caso, a causa dell'inaccessibilità che implica il calcolo dei fattori di lunghezza efficace determinando le rigidità delle barre in ciascun estremo di ogni pilastro, è sufficientemente sicuro assumere fattori di lunghezza efficace = 1; così facendo, si calcola sempre l'eccentricità fittizia o aggiuntiva del secondo ordine come asta isolata, oltre all'effetto amplificativo P-delta del metodo considerato. In tal modo si ottengono risultati ragionevoli all'interno del campo di snellezze stabilito da ciascuna norma.

Rimane a giudizio dell'utente assumere qualsiasi decisione al riguardo, dato che quello appena esposto è un metodo alternativo. In ogni caso, l'utente stesso può optare per applicare rigorosamente la norma corrispondente.

1.6. Materiali da utilizzare

Tutti i materiali si selezionano da liste definite in base al loro nome identificativo, le cui caratteristiche sono contenute in un file. I dati da specificare in ogni caso sono:

1.6.1. Calcestruzzo in fondazione, solai, pilastri e muri

Esiste un file al cui interno è presente una lista di calcestruzzi definiti in base alla resistenza caratteristica, al coefficiente di riduzione, al modulo di elasticità secante e al coefficiente di Poisson $\nu = 0.2$, indicati conformemente alle normative contemplate dal programma.

Il calcestruzzo può essere distinto per ogni elemento; inoltre, nel caso di pilastri, può essere diverso in ciascun piano. I valori succitati corrispondono a quelli ammessi con maggior frequenza nella norma.

1.6.2. Acciaio delle barre

Esiste un file contenente una lista di acciai definiti in funzione della loro tensione di snervamento, del coefficiente di riduzione e del modulo di elasticità, indicati conformemente alle normative contemplate dal programma.

Si considera sempre a **seconda della sua posizione e del tipo di elemento**.

σ_s : Tensione di calcolo dell'acciaio. Si indica il diagramma di calcolo tensione-deformazione dell'acciaio conformemente alla normativa selezionata.

L'acciaio può essere differente a seconda che si tratti di:

Pilastri, muri, pareti di taglio e mensole tozze

- Barre (verticali e orizzontali)
- Staffe

Travi in elevazione e travi di fondazione

- Armature inferiore (armatura aggiuntiva inferiore in fondazione)
- Armature superiori (armatura aggiuntiva superiore in fondazione)
- Armatura di montaggio (inferiore in fondazione)
- Armatura di pelle
- Staffe

Solai e piastre di fondazione

- Punzonamento e taglio
- Armature superiori in lastre (armatura aggiuntiva superiore in fondazione)
- Armature inferiori in lastre (armatura aggiuntiva inferiore in fondazione)
- Armature superiori in solai nervati e in solai monodirezionali
- Armature inferiori in solai nervati

Plinti e plinti su pali

1.6.3. Acciaio in pilastri metallici, travi metalliche e piastre di ancoraggio

CYPECAD consente l'utilizzo di travi e pilastri metallici, nel cui caso bisogna indicare il tipo di acciaio da usare. È disponibile una libreria contenente i tipi di acciaio selezionabili in base alla loro denominazione, in cui l'utente definisce in un file non modificabile il suo modulo elastico, la tensione di snervamento, il coefficiente di Poisson e tutti i parametri richiesti per il calcolo. Si possono impiegare profilati sagomati in acciaio, così come acciai laminati e saldati. Per le piastre di ancoraggio è necessario indicare l'acciaio del-

le stesse e degli irrigidimenti, analogamente al tipo di acciaio per i bulloni di ancoraggio. Gli acciai e i diametri utilizzabili sono predefiniti all'interno del programma e non si possono modificare.

1.6.4. Materiali per Strutture 3D integrate

I materiali che si usano nelle Strutture 3D integrate (acciaio, legno, alluminio, calcestruzzo o generici) si definiscono nel menu **Progetto > Dati generali**.

1.7. Coefficienti parziali di sicurezza

Si stabiliscono conformemente alle caratteristiche dei materiali da impiegare, tenendo in debita considerazione le azioni agenti sulla struttura, e al metodo di calcolo scelto previsto dalla normativa selezionata.

1.7.1. Metodo di calcolo

Per calcolare i coefficienti parziali di sicurezza si fa riferimento al metodo degli **Stati limite** o a quello contemplato dalla normativa selezionata.

1.7.2. Materiali

I coefficienti di riduzione che si applicano ai materiali utilizzati sono quelli definiti da ciascuna normativa.

Al momento di selezionare il materiale, bisogna indicare il livello di controllo (se esiste) e, pertanto, il coefficiente predefinito in un file associato alla normativa.

1.7.3. Azioni

I coefficienti parziali di sicurezza si applicano in funzione del livello di controllo dell'esecuzione e dei danni prevedibili, definiti nell'ambito del progetto e realizzati in cantiere, così come dell'uso cui la costruzione è adibita.

È inoltre necessario tenere in considerazione se l'effetto delle azioni è favorevole o sfavorevole, così come l'origine delle azioni stesse, parametri in base ai quali i valori possono variare.

Bisogna stabilire i suddetti valori per ciascuna combinazione; a tale scopo, si devono leggere i coefficienti parziali di sicurezza e di contemporaneità definiti nel file corrispondente alle combinazioni, a seconda del numero di ipotesi contenute da ciascuna ipotesi semplice in funzione della sua origine. Il file associato alla normativa selezionata non può essere modificato da parte dell'utente, nonostante quest'ultimo possa definire combinazioni proprie.

1.8. Combinazioni

Definite le ipotesi semplici basiche che intervengono nel calcolo conformemente alla norma da applicare, è necessario verificare un insieme di stati richiesti dalla verifica all'equilibrio, delle tensioni, di rottura, di fessurazione, delle deformazioni, ecc. Tutto ciò è riassunto nel calcolo di alcuni stati limite, che, a loro volta, possono dipendere dal materiale da utilizzare. Per ciascuno di essi si definisce un insieme di combinazioni, con i loro corrispondenti coefficienti parziali di sicurezza, generato automaticamente dal programma che bisogna selezionare per il calcolo, dovendo verificare i seguenti stati:

- **SLU di rottura. Calcestruzzo.** Dimensionamento delle sezioni.
- **SLU di rottura. Calcestruzzo in fondazioni.** Dimensionamento delle sezioni.
- **Tensioni agenti sul terreno.** Verifica delle tensioni agenti sul terreno.
- **Spostamenti.** Per l'ottenimento di spostamenti massimi della struttura.
- **SLU di rottura. Acciaio laminato e saldato.** Dimensionamento delle sezioni.
- **SLU di rottura. Acciaio sagomato.** Dimensionamento delle sezioni.
- **SLU di rottura. Legno.** Dimensionamento delle sezioni.
- **SLU di rottura. Alluminio.** Dimensionamento delle sezioni.

Si possono quindi definire gruppi di combinazioni, attivare gli stati previsti dalla normativa selezionata che si desiderano verificare e i coefficienti parziali di sicurezza da impiegare. Nelle normative di ciascun paese, è abituale considerare gli stati descritti nel seguito.

1.8.1. Stati limite ultimi

Si definiscono per la verifica e il dimensionamento delle sezioni. Abitualmente, si indicano gruppi di combinazioni, precedentemente menzionati, per calcestruzzo, acciai laminati, acciaio saldati, sagomati, legno e alluminio. Non si contemplano nelle normative che usano, come metodo di calcolo, le tensioni ammissibili.

1.8.1.1. Situazioni di progetto

Per le differenti situazioni di progetto, le combinazioni delle azioni si definiscono conformemente ai seguenti criteri.

Situazioni non sismiche

- Con coefficienti di combinazione:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} G_{kj} + \gamma_{Q,1} \psi_{p,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Qi} \psi_{a,i} Q_{k,i}$$

- Senza coefficienti di combinazione

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} G_{kj} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Qi} Q_{k,i}$$

Situazioni sismiche

- Con coefficienti di combinazione

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} G_{kj} + \gamma_A A_E + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Qi} \psi_{a,i} Q_{k,i}$$

- Senza coefficienti di combinazione

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} G_{kj} + \gamma_A A_E + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Qi} Q_{k,i}$$

dove:

G_k : Azione permanente

Q_k : Azione variabile

A_E : Azione sismica

γ_G : Coefficiente parziale di sicurezza delle azioni permanenti

$\gamma_{Q,1}$: Coefficiente parziale di sicurezza dell'azione variabile principale

$\gamma_{Q,i}$: Coefficiente parziale di sicurezza delle azioni variabili non principali

($i > 1$) per situazioni non sismiche

($i \geq 1$) per situazioni sismiche

γ_A : Coefficiente parziale di sicurezza dell'azione sismica

$\phi_{p,1}$: Coefficiente di combinazione dell'azione variabile principale

$\Psi_{a,1}$: Coefficiente di combinazione delle azioni variabili non principali

($i > 1$) per situazioni non sismiche

($i \geq 1$) per situazioni sismiche

1.9. Dati in ingresso

I dati da inserire per il calcolo di una struttura comprendono:

1.9.1. Dati generali del progetto

I dati illustrati ai punti da 3 a 6 si selezionano in funzione della loro tipologia identificativa nella lista di materiali.

1. Normative di applicazione per il calcestruzzo, l'acciaio (sagomato e laminato), il legno, l'alluminio, i muri in blocchi e i solai misti.
2. Descrizione del progetto (2 linee).
3. Calcestruzzo in solai.
4. Calcestruzzo in fondazione, dati relativi alla fondazione.
5. Calcestruzzo in pilastri e pareti di taglio. Può essere differente in ciascun piano.
6. Calcestruzzo in muri. Può essere distinto in ogni piano.
 - 6.1. Caratteristiche di muri in muratura generici:
 - Modulo di elasticità E
 - Modulo di taglio G
 - Peso specifico
 - Tensione di calcolo a compressione e a trazione
 - Considerazione della rigidezza a taglio
 - Nel caso di muri in blocchi di calcestruzzo, si seleziona la malta, la resistenza della muratura e l'acciaio delle barre di armatura
7. Acciaio nelle barre di armatura per il calcestruzzo armato.
 - 7.1. In pilastri, pareti di taglio e muri:
 - Barre verticali
 - Staffe
 - Il programma esegue una distinzione tra Elementi di solai in elevazioni e Fondazione:
 - 7.2. In travi:
 - Armature superiori (armatura aggiuntiva inferiore in travi di fondazione)

Armature inferiori (superiore in travi di fondazione)
 Armatura di montaggio (inferiore in travi di fondazione)
 Armatura di pelle (lungo le facce laterali)
 Staffe

7.3. In solai:

Armature aggiuntive a punzonamento e taglio
 Armature superiori in solai in getto pieno (superiore in fondazione)
 Armature inferiori in solaio in getto pieno (inferiore in fondazione)
 Armature superiori in solai nervati, abachi e solai monodirezionali
 Armature inferiori in solai nervati, abachi e solai con travetti gettati in opera

8. Acciaio in profilati per travi e pilastri metallici.

- 8.1. Acciai sagomati a freddo
- 8.2. Acciai laminati a caldo

9. Azione del Vento.

10. Azione del Sisma.

11. Verifica della resistenza al fuoco.

12. Ipotesi aggiuntive (carichi speciali).

13. Stati limite (combinazioni).

- 13.1. Calcestruzzo
- 13.2. Calcestruzzo in fondazioni
- 13.3. Acciai sagomati
- 13.4. Acciai laminati
- 13.5. Legno
- 13.6. Alluminio
- 13.7. Spostamenti
- 13.8. Tensioni agenti sul terreno

14. Fattori di lunghezza efficace per ciascun piano in ogni direzione

- 14.1. Pilastri in calcestruzzo
- 14.2. Pilastri in acciaio

Questi coefficienti si possono definire per piano o per ciascun pilastro indipendente. Il programma assume di default il valore $\alpha = 1$ (anche noto come β), lasciando all'utente il compito di modificarlo se lo ritiene opportuno, in funzione del tipo di struttura e delle unioni dei pilastri con travi e solai in entrambe le direzioni.

Si consideri il caso seguente illustrato in Fig. 1.16 e si analizzino i valori del fattore di lunghezza efficace in un pilastro che, essendo privo di coazioni in più piani consecutivi, potrà subire il fenomeno dell'instabilità lungo tutta la sua altezza:

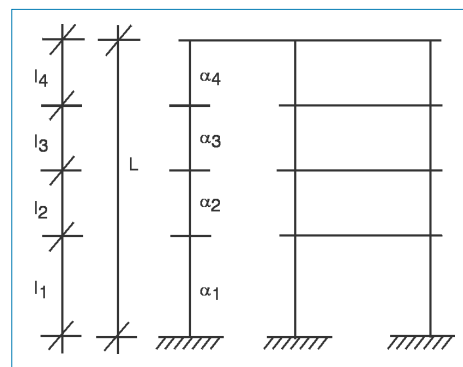


Fig. 1.16

Quando un pilastro è svincolato in entrambe le direzioni e in più piani consecutivi, il pilastro si dimensiona in ciascun tratto o piano, per cui per il calcolo della snellezza e della lunghezza libera di inflessione l_0 , il programma assume il massimo valore di α di tutti i tratti consecutivi svincolati,

moltiplicato per la lunghezza totale che coincide con la somma di tutte le lunghezze.

$$\alpha = \text{MAX}(\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4, \dots)$$

$$l = \sum l_i = (l_1 + l_2 + l_3 + l_4 \dots)$$

$l_0 = \alpha \cdot l$ (per entrambe le direzioni locali X e Y del pilastro, con il suo valore corrispondente)

Quando un pilastro è svincolato in un'unica direzione in più piani consecutivi, il programma assume per ciascun tratto, in ogni piano i , $l_0 = \alpha_1 \cdot l_i$, non conoscendo il motivo dello svincolamento. Pertanto, se desidera renderlo efficace, nella direzione in cui è svincolato, deve ottenere il valore di ciascun α_i , in modo tale che:

Sia α il valore corrispondente per il tratto isolato completo l .

Il valore in ogni tratto i è:

$$\alpha_i = \frac{\sum_{j=1}^n l_j}{l_i} \cdot \alpha$$

Nell'esempio corrente $\alpha_3 = \frac{l_1 + l_2 + l_3 + l_4}{l_3} \cdot \alpha$

Pertanto, nel momento in cui il programma determina la lunghezza libera di inflessione del piano 3, esegue il calcolo seguente:

$$\begin{aligned} l_{03} &= \alpha_3 \cdot l_3 = \frac{l_1 + l_2 + l_3 + l_4}{l_3} \cdot \alpha \cdot l_3 = \\ &= (l_1 + l_2 + l_3 + l_4) \cdot \alpha = \alpha \cdot l \end{aligned}$$

che coincide con quanto indicato per il tratto completo svincolato, nonostante il calcolo si esegua in ciascun piano, correttamente, ma assumendo sempre la lunghezza $\alpha \cdot l$.

L'altezza considerata per il calcolo nei confronti dell'instabilità coincide con l'altezza libera del pilastro, cioè, con l'altezza del piano meno l'altezza della trave o del solaio di maggior altezza che concorre nel pilastro.

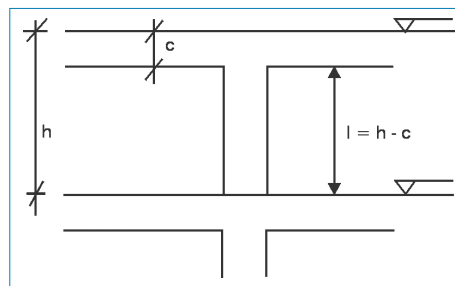


Fig. 1.17

Il valore finale di α di un pilastro è dato dal prodotto dell' α del piano per l' α del tratto.

Rimane a giudizio del progettista modificare i valori di α in ciascuna direzione degli assi locali dei pilastri, dato che le varie normative indicano, in maniera generale, i valori di tali coefficienti solo ed esclusivamente per il caso di telai; inoltre, visto che il comportamento spaziale di una struttura non corrisponde alle modalità di instabilità di un telaio, è preferibile non fornire i suddetti valori in maniera inesatta.

1.9.2. Azioni. Carichi. Piani/Gruppi

In questa sezione, si include la considerazione o meno di azioni orizzontali, quali vento e/o sisma, e la normativa da applicare in ciascun caso. Il programma seleziona internamente la combinazione per ogni stato limite.

Analogamente, si convalidano i coefficienti parziali di sicurezza conformemente ai materiali impiegati e alle azioni definite. Inoltre, si selezionano le ipotesi aggiuntive e si assegna la loro origine a ciascuna ipotesi.

Bisogna inoltre indicare quali sono i carichi permanenti portati e quelli di esercizio globali di ciascun piano, specificandoli nei dati di ogni gruppo. Il peso proprio dei solai è definito nel file contenente la sua descrizione, mentre si deve specificare quello di solai misti, travi, pilastri, pareti di taglio e muri all'interno del programma.

1.9.3. Vento

Si seleziona la normativa da applicare. A tale scopo, la invitiamo a consultare la sezione corrispondente alla normativa utilizzata.

1.9.4. Sisma

Se si è definito il sisma, i dati da inserire dipendono dalla normativa di applicazione. La invitiamo a consultare la sezione dedicata alle normative.

Nota: Non dimentiche che, nelle ipotesi aggiuntive è possibile definire carichi associati alle ipotesi di vento e/o sisma, se questi ultimi non sono stati generati automaticamente in precedenza.

1.9.5. Resistenza al fuoco

Per ciascun gruppo ed elemento strutturale si definisce il rivestimento (se presente), la resistenza richiesta e se il solaio svolge la funzione di compartimentazione.

1.9.6. Ipotesi aggiuntive (carichi speciali)

Si possono definire automaticamente ipotesi aggiuntive (carichi speciali), differenti da quelle indicate con carattere generale:

- Carichi permanenti (peso proprio di solai + permanenti portati) = (carico permanente)
- Carico di esercizio definito nei dati di un gruppo (carico di esercizio)
- Vento conformemente alla norma selezionata (Vento)
- Azione sismica conformemente alla norma selezionata (Sisma)

Se si desidera definire carichi (puntuali, lineari o superficiali) che si incorporano a tali ipotesi generali, deve dapprima crearli. Il carico permanente e il carico di esercizio sono sempre definiti di default.

Se si ha intenzione di creare ipotesi con alternanza del carico di esercizio, cioè, che non agiscano contemporaneamente in nessuna combinazione, si devono definire tante ipotesi aggiuntive quanti sono i carichi indipendenti considerati. Si possono inoltre usare le disposizioni di carico all'interno di ciascuna ipotesi.

Le combinazioni si generano automaticamente a partire dalle ipotesi definite e dalla possibilità di potersi combinare o meno tra loro.

Al momento di inserire tali carichi speciali, siano essi lineari, puntuali o superficiali, non dimentichi che deve selezionare l'ipotesi cui il carico in questione appartiene, cioè, è necessario specificare l'ipotesi cui il carico stesso appartiene.

1.9.7. Stati limite (combinazioni)

Si seleziona il gruppo corrispondente a ciascun stato da calcolare.

- Calcestruzzo
- Calcestruzzo in fondazioni
- Acciai sagomati

- Acciai laminati
- Legno
- Alluminio
- Spostamenti
- Tensioni agenti sul terreno

1.9.8. Dati generali relativi a piani/gruppi, pilastri, elementi di appoggio e pareti di taglio (linguetta Inserimento di pilastri)

1.9.8.1. Piani/gruppi

I dati da inserire sono:

- Nome dei gruppi, carichi permanenti e di esercizio
- Quota del piano di fondazione, nome del piano e altezza tra piani.

Dopo aver indicato le quote (h) dei piani, bisogna definire la differenza tra la quota del solaio superiore e quella del solaio inferiore. Il programma calcola le quote a partire dai dati indicati.

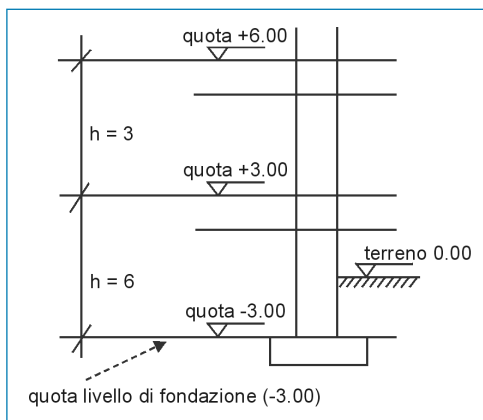


Fig. 1.18

1.9.8.2. Pilastri

Si devono indicare la geometria in pianta e in elevazione dei pilastri, specificando:

1. Il tipo di pilastro (calcestruzzo o acciaio).
2. Le sezioni in ogni piano.
3. Il riferimento.
4. L'angolo di rotazione.
5. L'inizio a livello della fondazione (con vincolo esterno) o in falso (senza vincolo esterno) e fino a quale piano arriva. Se il pilastro inizia su una trave o su una piastra di fondazione, bisogna definirlo senza vincolo esterno.
6. Coefficienti di incastro in testa e al piede.
7. Fattori di lunghezza efficace in ogni piano e in entrambe le direzioni locali x e y (la invitiamo a consultare quanto indicato alla voce **Dati generali del progetto**).
8. Se il pilastro è in acciaio, si indica il tipo e la serie della libreria di profilati selezionata; inoltre, si può calcolare la piastra di ancoraggio dove inizia, nel qual caso si specifica la qualità dell'acciaio nella piastra e nei bulloni.
9. Dislivello e altezza dell'appoggio, se presente, in modo tale da includerlo negli esplosi.

1.9.8.3. Elementi di appoggio

È possibile definire unicamente l'elemento di appoggio del pilastro (con altezza nulla), in modo tale che gli elementi di fondazione possano essere dimensionati senza dover definire i carichi che comportano in testa al pilastro.

1.9.8.4. Pareti di taglio in c.a.

In primo luogo si definisce una serie di pareti di taglio tipo, indicandone:

- Il nome
- Il gruppo iniziale e finale
- I lati e i vertici
- Gli spessori in ciascun piano a sinistra e a destra dell'asse del lato

Il primo vertice introdotto coincide con il punto fisso di inserimento del pilastro, che comunque può variare a discrezione dell'utente. Nel seguito si illustrano le pareti di taglio, di cui bisogna indicare:

- Il tipo di parete di taglio
- Il riferimento
- L'angolo

Le pareti di taglio presentano la stessa geometria in pianta, potendo variare unicamente il loro spessore in elevazione. Non possono nascere in falso su pilastri e viceversa; la loro geometria è costante e svolgono la funzione di controventare orizzontalmente l'edificio.

1.9.8.5. Carichi orizzontali su pilastri

Si definiscono il tipo di carico, l'origine dell'ipotesi e il punto di applicazione.

Si possono definire carichi orizzontali su pilastri con le seguenti caratteristiche:

- Tipi di carico: puntuale, uniforme distribuito o striscia.
- Origine dell'ipotesi: quelle definite nel progetto (peso proprio, carico di esercizio, vento, sisma).
- Punto di applicazione: a qualsiasi quota del pilastro.
- Direzione: negli assi locali o globali, secondo X o Y

1.9.8.6. Carichi verticali su pilastri

Si possono definire carichi (N , M_x , M_y , Q_x , Q_y , T) sulla testa dell'ultimo tratto di qualsiasi pilastro, riferiti agli assi generali, per qualsiasi ipotesi (aggiuntiva o generata automaticamente dal programma) conformemente criteri alla seguente convenzione di segni: all'instabilità:

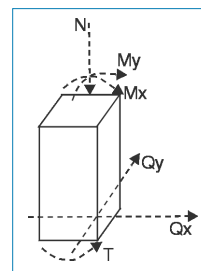


Fig. 1.19

Esistono ulteriori dati che è possibile consultare e modificare, quali le condizioni di vincolo, i coefficienti di incastro e i fattori legati all'instabilità.

1.9.9. Dati relativi a solai (linguetta Inserimento di pilastri)

Bisogna specificare graficamente la geometria in pianta delle travi in ogni gruppo della struttura, potendo visualizzare sullo schermo i pilastri e le pareti di taglio. L'ordine logico di inserimento dei dati è il seguente:

1.9.9.1. Travi, appoggi fissi e travi di fondazione

Si sceglie la loro tipologia e si specificano le loro dimensioni.

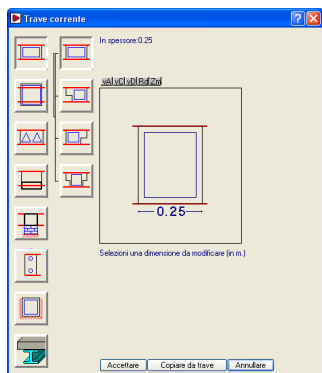


Fig. 1.20

È possibile definire un coefficiente di incastro lungo i lembi della trave, il cui valore varia tra 0 (cerniera) e 1 (incastro). Qualsiasi solaio che si collega al lembo in questione della trave è influenzato da quel coefficiente.

Si possono inoltre inserire cerniere agli estremi di qualsiasi campata della trave, in corrispondenza delle unioni con pilastri, pareti di taglio o altre travi.

Nel caso di una trave di fondazione, il programma chiede di indicare il coefficiente di Winkler e la tensione ammissibile del terreno.

Per quanto concerne le travi miste, la invitiamo a consultare il paragrafo **8. Travi miste**.

1.9.9.2. Muri

Il programma contempla due tipi di muri:

Muri di piani interrati in calcestruzzo armato. Possono o meno essere sottoposti alle spinte laterali esercitate dal terreno.

Muri in muratura. Possono essere muri in muratura o in blocchi di calcestruzzo, che ricevono e trasmettono carichi ma non spinte.

Bisogna indicare i dati seguenti:

- Gruppo iniziale in cui inizia.
- Gruppo finale in cui termina.
- Spessori medi in ogni piano (a sinistra e a destra).
- Spinte del terreno (solo con muri di piani interrati), indicando:
 - Le ipotesi da associare alla spinta
 - La quota dell'ammasso roccioso (se presente)
 - La quota del livello freatico (se presente)
 - La quota del terreno di riporto, specificando:
 - La percentuale di evacuazione per drenaggio
 - La densità apparente
 - Il peso specifico sommerso
 - L'angolo di attrito interno
 - Il sovraccarico sul terreno (se presente)
- Trave o appoggio su fondazione
 - Trave di fondazione (senza vincolo esterno)
 - Plinto continuo (senza vincolo esterno)
 - Con vincolo esterno (con o senza plinto)
 - Trave senza vincolo esterno (in falso)

Ove richiesto, bisogna specificare le dimensioni del plinto.

- Coefficiente di Winkler del terreno. Di default si fornisce un valore elevato = 100000 kN/m³, dato che se sono stati inseriti pilastri, possono verificarsi cedimenti differenziali, che realmente non si verificherebbero se si esegue successivamente un calcolo dei plinti isolati dai pilastri. Se tutta la fondazione fosse su suolo elastico, si digiterebbe il coefficiente di Winkler corrispondente al tipo di terreno e alle dimensioni delle fondazioni. In gene-

rale, si raccomanda di evitare di introdurre contemporaneamente elementi con e senza vincolo esterno; il programma emette un avviso se ciò si verifica.

- Tensione ammissibile del terreno

1.9.9.3. Tipo di solaio

Si definisce il solaio conferendogli un nome e indicando una serie di dati:

1.9.9.3.1. Solai monodirezionali

Sono disponibili varie tipologie di solai con travetti:

- Travetti in calcestruzzo (geometria generica)
- Travetti armati
- Travetti precompressi
- Travetti gettati in opera
- Travetti in acciaio
- Travetti tralicciati
- I travetti armati e precompressi possono essere dedotti da:
 - Fabbricante: dati forniti da un fabbricante; non si possono modificare.
 - Libreria, di fabbricanti o creata dall'utente mediante un programma specifico "Editor di schede tecniche di solai" fornito da CYPE, utilizzabile da parte di qualsiasi utente.
 - Caratteristiche geometriche, apportate dall'utente, i cui dati si possono modificare.

Ogni campo può essere costituito da differenti tipi di solaio e la sua orditura può essere perpendicolare alle travi, parallela alle travi o definita da due punti di passaggio.

Si può ottenere continuità fra i travetti di campi adiacenti (ad eccezione nel caso di travetti in acciaio e travetti tralicciati, che sono semplicemente appoggiati) copiando sequenzialmente i campi stessi. Cambiando il punto di passaggio fra i travetti, è possibile eliminare la continuità tra campi contigui, sempre quando la distanza tra gli estremi dei travetti di campi adiacenti sia maggiore della lunghezza di **aste corte** (valore di default pari a 0.20m, che si può modificare mediante l'opzione **Coefficienti riduttivi di rigidità a torsione**). La continuità si produce se lungo il prolungamento di un travetto si trova una trave principale, e la distanza tra gli assi dei due elementi è minore rispetto alla lunghezza dell'asta corta.

Una volta definito un gruppo, è possibile copiare uno dei gruppi definiti in precedenza e realizzare in seguito le modifiche desiderate.

Nel menu **Dati del campo** si possono definire dislivelli tra campi, che si riflettono nei disegni e negli esplosi di armature di solai e travi, influenzando negativamente le altezze dei supporti che intersecano la trave collegante i due dislivelli. Se la trave è in spessore di solaio, si converte in una trave fuori spessore. Si deve usare con molta precauzione, in quanto il programma non calcola la flessione trasversale nella trave; la invitiamo a consultare i particolari costruttivi e a verificare manualmente la staffatura e l'ancoraggio dell'armatura trasversale alla trave.

Nel menu **Dati del campo** si possono visualizzare e modificare i momenti minimi negativi e positivi agenti sui travetti.

È inoltre possibile introdurre travetti doppi, tripli, ecc.; in questo caso, il programma assume il peso definito, limitato a quello di un travetto triplo. Una volta definito un travetto doppio o triplo, si inserisce un'asta o un travetto parallelo a una distanza uguale alla larghezza del travetto definita nella scheda tecnica di caratteristiche del solaio.

Si può infine definire un coefficiente di incastro ai bordi o agli estremi di travetti (0 = cerniera, 1 = incastro, che è il valore di default) in funzione del campo considerato.

1.9.9.3.2. Solai misti

La invitiamo a consultare la sezione **9. Solai misti** di questa memoria di calcolo.

1.9.9.3.3. Solai a piastre alleggerite

Per definire una piastra di alleggerimento, è necessario specificare i suoi dati geometrici e le sue caratteristiche meccaniche.

È possibile assumere i dati contenuti nelle schede tecniche di caratteristiche dalle autorizzazioni d'uso dei fabbricanti, o introdurre i valori di una determinata piastra o solaio che desidera prefabbricare o gettare in opera. È importante chiarire alcuni dati richiesti dal programma, tra cui:

- **Chiave.** Si tratta di una "password" di otto cifre necessaria per identificare le schede tecniche di caratteristiche di un solaio.
- **Descrizione.** È il nome della piastra.
- **Altezza totale del solaio.** È l'altezza totale della piastra più la soletta (se presente).
- **Larghezza della piastra.** È la larghezza della piastra o l'interasse nel caso di un solaio costituito da travetti e pignatle.
- **Spessore della soletta.** È lo spessore della soletta, se presente.
- **Larghezza minima della piastra.** È il minimo valore che è possibile ottenere dal taglio longitudinale di una piastra tipo, come conseguenza delle dimensioni del campo, una volta raggiunto uno dei suoi bordi, trattandosi abitualmente di una piastra speciale di larghezza

minore rispetto alla piastra tipo. La larghezza che si ottiene da quest'ultima piastra speciale è compresa tra il valore tipo o larghezza della piastra e tale larghezza minima.

- **Arrivo minimo e massimo.** Quando la piastra è deviata rispetto alla normale all'appoggio, l'arrivo è differente in ogni bordo della piastra, potendo variare tra i valori minimo e massimo. Se si eccede il valore massimo, si smussa la piastra.
- **Arrivo laterale.** È il valore di cui la piastra può sovrapporsi lateralmente con un appoggio parallelo o leggermente deviato rispetto alla direzione longitudinale della piastra.
- **Peso proprio.** È il peso per metro quadrato di tutto il solaio.
- **Volume di calcestruzzo.** È il volume di calcestruzzo in giunti tra piastre e nella soletta, se presente. Di default, il programma adotta il valore corrispondente a quello della soletta.
- **Calcestruzzo della piastra.** È un dato informativo che mostra quali materiali sono stati usati per calcolare i dati resistenti della sezione.
- **Calcestruzzo della soletta e dei giunti.** Idem a quanto sopra riportato.
- **Acciaio di armature superiori.** Idem a quanto sopra riportato.

Nel seguito si illustrano e descrivono i dati resistenti della sezione:

1. Flessione positiva del solaio. Sono i dati relativi della piastra con calcestruzzo di riempimento dei giunti e soletta, se presente.

- Momento ultimo. È il massimo momento sopportato (ultimo).
- Momento di fessurazione. Per il calcolo della freccia mediante il metodo di **Branson**.
- Rigidezza totale, della sezione composta piastra-calcestruzzo, usata per generare la matrice di rigidezza delle aste con cui si discretizza il solaio.
- Rigidezza fessurata. Per il calcolo della freccia tramite il metodo di **Branson**.
- Momento di servizio. Momento sopportato in funzione della classe di calcestruzzo precompresso, che non coincide con quello dell'ambiente. L'equivalenza è:

Ambiente I = Classe III (Strutture in interni di edifici o ambienti esterni a bassa umidità)

Ambiente II = Classe II (Strutture in ambienti esterni normali non aggressivi, o in contatto con acque normali o terreno ordinario)

Ambiente III = Classe I (Strutture in atmosfera aggressiva industriale o marina, o in contatto con terreni aggressivi o acque saline o leggermente acide)

A seconda dell'ambiente definito per la piastra, si confronta il momento di servizio derivante dal calcolo con quello fornito dalla scheda tecnica e, nel caso in cui risultasse inferiore, verifica. In caso contrario, si cerca nella tabella una piastra che verifichi; se la ricerca non va a buon fine, il programma emette un messaggio una volta terminato il calcolo.

- **Taglio ultimo.** Taglio ultimo sopportato dalla sezione complessiva. Si distingue a seconda che il momento ottenuto dal calcolo sia maggiore o minore del momento di decompressione (M_G), dando luogo a due colonne di dati.

Il momento di decompressione è quello corrispondente alla classe II, per cui si paragona il momento di servizio positivo con quello presente nella tabella, selezionando la colonna corrispondente.

2. Flessione negativa del solaio

- Diametro / Diametro / Spaziatura: Si indicano due colonne di diametri, che consentono di combinare tra loro due diametri differenti a una data spaziatura. Con un rapporto di armatura di tale valore distribuito nella zona soggetta a momenti negativi, si indicano le caratteristiche meccaniche della sezione in ogni fila.
- Momento ultimo della sezione tipo. È il momento negativo sopportato dalla sezione per un'armatura data.
- Momento di fessurazione. Per il calcolo della freccia mediante il metodo di **Branson**.
- Rigidezza totale. Per il calcolo della freccia tramite il metodo di **Branson**.
- Rigidezza fessurata. Per il calcolo della freccia attraverso il metodo di **Branson**.
- Taglio ultimo. Taglio sopportato dalla sezione per una data armatura.

A partire dell'armatura calcolata, è noto il valore del taglio sopportato dalla piastra, che si mette a confronto con il taglio di calcolo.

Se non verifica, il programma emette un messaggio una volta terminata la procedura di calcolo, apportando la scritta 'Insuff' sulla piastra, sia sullo schermo che nei disegni esecutivi. Se non sono presenti valori nella scheda tecnica, non si esegue la verifica a taglio.

Procedura di calcolo utilizzata

Noto il massimo momento positivo di calcolo, M_d , il programma cerca nella colonna relativa alla flessione positiva del solaio, $M_{ULT.}$, un valore superiore a quello ottenuto dal calcolo. Allo stesso tempo, e a seconda dell'ambiente definito per il campo, il programma cerca nella colonna intitolata $M_{SER.}$ (1, 2 o 3) il valore del momento di servizio (ottenuto con le combinazioni di spostamenti). A questo punto paragona entrambi i suddetti valori, fino a trovare un valore che verifichi. Si sceglie il tipo di piastra che verifichi ambedue le condizioni; se la ricerca non va a buon fine, il programma emette un messaggio avvertendo che si trova al di fuori della tabella di valori ammissibili.

Analogamente, per la piastra selezionata in funzione della flessione e dell'ambiente, il programma verifica nella colonna relativa al taglio e in quelle relative alla flessione negativa e positiva del solaio che il taglio di calcolo sia minore di quello sopportato dal solaio. Nel caso in cui non lo fosse, il programma emette un avviso.

Le lunghezze delle aste si determinano in funzione dell'involuppo dei momenti flettenti e sulla base delle lunghezze minime definite nelle opzioni.

Gli involuppi si ricavano conformemente alle azioni interne agenti, alla ridistribuzione considerata e ai momenti minimi applicati.

Tale verifica non si esegue nel momento in cui non si abbiano definito dati per il calcolo della freccia, dell'ambiente o del taglio.

Usando l'opzione **Dati del campo**, è possibile selezionare l'ambiente, i coefficienti di incastro ai bordi e i momenti minimi per ciascun tipo di campata: estrema, intermedia, isolata o sbalzo.

Processo costruttivo

Il calcolo può essere condotto usando o meno travi di supporto.

A. Con travi di supporto

Il calcolo eseguito dal programma quando si considera continuità, con un valore del coefficiente di incastro ai bordi $= 1$, è un calcolo statico, in cui si considera il peso totale = carico permanente + carico di esercizio, il che equivale a costruire il solaio su travi di supporto; una volta rimosse queste ultime, rimane il solaio soggetto al suddetto carico complessivo.

Nel calcolo succitato, i momenti negativi sono generalmente maggiori dei momenti positivi.

B. Senza travi di supporto

Abitualmente, i solai a piastre prefabbricate alleggerite si costruiscono senza travi di supporto, per cui lo stato finale delle azioni interne consista di due stati:

1. La piastra sottoposta al peso proprio del solaio p , da cui si ricava l'andamento tipico dei momenti per un elemento semplicemente appoggiato ($M = pl^2/8$).
2. Il solaio continuo sottoposto al carico aggiuntivo (dato dai carichi permanenti portati e dal carico di esercizio) successivo all'esecuzione del solaio.

La sovrapposizione di entrambi gli stati comporta l'ottenimento di azioni interne che, nella maggior parte dei casi, implicano momenti positivi maggiori rispetto a quelli negativi.

Nella versione corrente non si esegue il calcolo in due fasi, per cui se si decide di costruire il solaio senza travi di supporto (caso B), ottenersi ottengono, in maniera ragionevolmente approssimata, dei risultati conformi a quanto atteso, modificando i coefficienti di incastro dei campi continui.

Orientativamente, il valore del coefficiente di incastro da assegnare ai campi dipende dal rapporto tra il peso proprio del solaio e il carico totale, avendo ipotizzato uno stato di carichi uniforme.

Il valore del coefficiente di incastro sarebbe:

$$\text{coeff. incast.} = 1 - (\text{p. proprio solaio} / \text{carico totale})$$

Ad esempio, se si considera un solaio che pesa 400 kg/m², con pavimento il cui peso è pari a 100 kg/m² e carico di esercizio pari a 500 kg/m², si ricava:

$$\text{peso proprio del solaio} = 400$$

$$\text{carico totale} = 400 + 100 + 500 = 1000$$

$$\text{coeff. incast.} = 1 - (400/1000) = 1 - 0.4 = 0.6$$

Si assegna pertanto un coefficiente di incastro pari a 0.6 ai campi continui; il programma attribuisce automaticamente tale valore a ciascun solaio a piastre alleggerite nel momento in cui sia stato attivato il calcolo senza travi di supporto.

Ad ogni modo, conviene consultare il fabbricante circa il processo costruttivo e chiedere il suo consiglio per l'esecuzione del calcolo, verificando che nella prima fase la piastra, sottoposta al peso proprio e al sovraccarico derivante dalla costruzione (normalmente 100 Kg/m²), resista nella fase costruttiva.

Per quanto concerne l'ottenimento della freccia, essa si calcola con le caratteristiche meccaniche indicate nella scheda tecnica del solaio, e con i diagrammi dei momenti dello stato finale, di cui è possibile consultare i valori in funzione dei limiti circa la freccia stabiliti nelle opzioni relative alle piastre alleggerite.

1.9.9.3.4. Solai in getto pieno

Si definiscono l'altezza del campo e la direzione dell'armatura; ogni campo può presentare un'altezza differente. Si può applicare un coefficiente di incastro a qualsiasi solaio

in getto pieno in corrispondenza dell'unione dei suoi bordi con le travi su cui appoggia; il suo valore può variare tra 0 (cerniera) e 1 (incastro). È possibile definire dislivelli tra campi, osservando le stesse indicazioni fornite per solai monodirezionali.

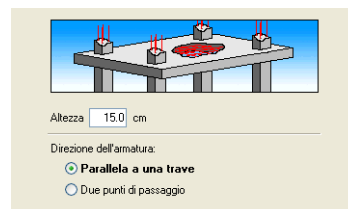


Fig. 1.21

Si può definire un'armatura base, tanto superiore quanto inferiore, in entrambe le direzioni, che si tiene in considerazione sia nel calcolo che nel dimensionamento dell'armatura.

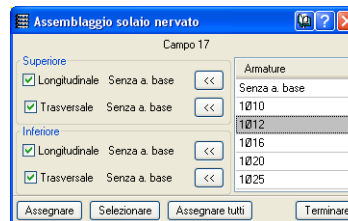


Fig. 1.22

Molto importante: Se si considera l'armatura base, non dimentichi che esiste un'opzione di calcolo indicata come **Specificare armatura base in disegni esecutivi**. Se non si attiva, l'armatura base non è visibile e si visualizzano unicamente le armature aggiuntive. Pertanto, non si contabilizza nei computi materiali insiti negli elenchi o nelle tabelle di armatura dei disegni esecutivi. Inoltre, deve prestare particolare attenzione quando lancia la stampa dei disegni esecutivi al fine di assicurarsi che l'armatura base compaia in essi e che, quindi, sia stata effettivamente disposta. Controlli i disegni esecutivi ed evidenzia i particolari necessari al fine di indicare le lunghezze di sovrapposizione e le zone in cui queste ultime possano realizzarsi.

Se si attiva l'opzione succitata, è possibile visualizzare l'armatura base come un'armatura aggiuntiva in più, potendola inoltre modificare. L'armatura base inferiore è sempre continua e si sovrappone in zone soggette al massimo momento flettente negativo. L'armatura base superiore non è continua, si dispone unicamente ove necessario, come se si trattasse di un'ulteriore armatura superiore. In piastre di fondazione, le posizioni assunte dall'armatura base sono invertite rispetto a un solaio appartenente alla struttura in elevazione. L'armatura si contabilizza nei computi materiali insiti negli elenchi e si disegna negli esecutivi in termini di un'ulteriore armatura aggiuntiva.

Si può inoltre indicare la direzione in cui si dispone questa armatura.

È possibile utilizzare solette in getto pieno come piastre di fondazione; in tal caso, si devono specificare l'altezza, il coefficiente di Winkler e la tensione ammissibile del terreno. Nelle piastre di fondazione, l'armatura base si determina in funzione del rapporto geometrico minimo di armatura definito nelle opzioni relative alle lastre.

1.9.9.3.5. Solai nervati

Sono costituiti da campi in cui si effettua una distinzione in due zone: una alleggerita e una piena.

In primo luogo si deve definire la zona alleggerita, selezionandola da una libreria specifica e modificabile di solai o creandone una nuova. I dati in essa contenuti sono (Fig. 1.23 e 1.24):

- Nome descrittivo (Riferimento)
- Altezza totale
- Spessore della soletta
- Tipo di alleggerimento (recuperabile o a perdere) e suo materiale

- Numero di elementi costituenti il blocco di alleggerimento
- Geometria della sezione trasversale: interasse o distanza tra le nervature, che può essere uguale o differente in X e Y, e larghezza della nervatura, che può variare.
- Peso proprio del solaio (orientativo, in funzione dal materiale costituente l'alleggerimento)
- Volume di calcestruzzo m³/m²

Non dimentichi che, al momento di inserire i dati, si effettua una stima del peso totale, dato che il programma mostra inizialmente il volume e il peso orientativo, del calcestruzzo di riempimento delle nervature, della soletta e il materiale selezionato di default (calcestruzzo). Se non è il suo caso, digiti il valore che ritiene più opportuno. Nel caso di cassettoni recuperabili, si stima unicamente il calcestruzzo di riempimento.

Una volta definiti i suddetti dati, si indica, inoltre, il punto di passaggio della mesh nel campo, che può variare. Le nervature possono essere orientate in qualsiasi direzione. È possibile definire dislivelli tra campi, rispettando le stesse considerazioni indicate in precedenza per solai monodirezionali.

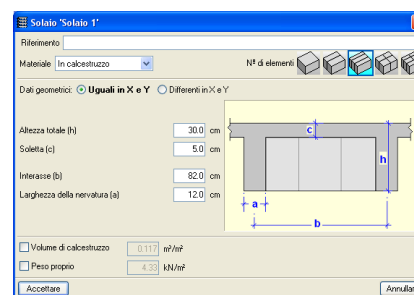


Fig. 1.23

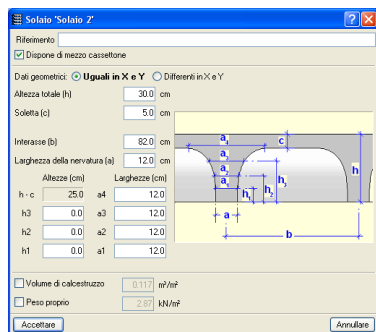


Fig. 1.24

Si può definire un'armatura base in qualsiasi direzione, sia superiormente che inferiormente, che si considera nel dimensionamento dell'armatura. L'armatura base in questione si può disegnare e contabilizzare in maniera facoltativa, se si seleziona (x) **Specificare in Opzioni**. Il programma esegue solamente il computo se si attiva l'opzione di specificare l'armatura base, nel qual caso si disegna e si contabilizza.

Molto importante: Se si considera un'armatura base, bisogna attivare l'opzione **Progetto > Dati generali > Per posizione > linguetta Solai > Opzioni relative a solai a lastra, solai nervati e solai unidirezionali > Specificare armatura base in disegni esecutivi**, altrimenti non sarà visibile sullo schermo. Pertanto, non sarà misurata negli elenchi di misurazione o nelle tabelle di armatura in disegni esecutivi. Bisogna porre particolare attenzione quando si stampano i disegni esecutivi al fine di assicurare che esista, che è stato considerato nel calcolo e che pertanto possono essere messi in opera. È possibile verificare i disegni esecutivi e aggiungere gli esplosi necessari per indicare le lunghezze di sovrapposizione e aree in cui ciò può succedere.

Se si attiva l'opzione succitata, è possibile visualizzare l'armatura base come un'armatura aggiuntiva in più, potendola inoltre modificare. L'armatura base inferiore è sempre continua e si sovrappone in zone soggette al massimo momento flettente negativo. L'armatura base superiore non è continua, si dispone unicamente ove necessario, come se si trattasse di un'ulteriore armatura superiore. In piastre di fondazione, le posizioni assunte dall'armatura base sono invertite rispetto a un solaio appartenente alla struttura in elevazione. L'armatura si contabilizza nei computi materiali insiti negli elenchi e si disegna negli esecutivi in termini di un'ulteriore armatura aggiuntiva.

In ogni campo i solai possono essere differenti. Nel caso in cui le travi divisorie tra campi siano travi in spessore di solaio, assumono l'altezza del solaio maggiore su entrambi i lati. Nelle travi fuori spessore di solaio, la parte sporgente si misura a partire dalla maggior altezza. È possibile applicare un coefficiente di incastro ai bordi del campo, il cui valore oscilla tra 0 (cerniera) e 1 (incastro).

Si possono generare automaticamente le zone piene o abachi al di sopra di pilastri, o in qualsiasi zona di un campo, adottando come altezza quella del campo alleggerito in cui sono situati. È inoltre possibile una sporgenza inferiore al fine di incrementare la loro altezza.

Quando si generano abachi in maniera automatica, le dimensioni in ciascuna dimensione si adattano a 1/6 della distanza tra il pilastro considerato e un altro ad esso prossimo, secondo un angolo di visione pari a 40°. Nel caso in cui non 'visualizzi' nessun altro pilastro (ad esempio, i pilastri perimetrali), il programma assume lo stesso valore di quello ottenuto nel verso opposto della medesima direzione. I limiti dell'abaco sono, come minimo, 2,5 e, come massimo, 5 volte l'altezza. Esiste un'opzione che consente di configurare in maniera automatica gli abachi (**Campi > Abachi > Configurazione della generazione di piene abachi**, ubicata nella linguetta **Inserimento di travi**).

Se gli abachi si generano manualmente, è possibile inserire zone piene, adattandole sempre al numero di elementi dell'alleggerimento.

Gli abachi contengono sempre un'armatura base tra le nervature che si considera o meno nel calcolo della loro armatura aggiuntiva. Non si contabilizza e non è possibile indicarla, per cui deve controllare dettagliatamente gli esecutivi, includere la legenda che indichi la loro esistenza e i particolari costruttivi pertinenti per la loro disposizione in opera.

Nelle tabelle presenti nelle piante dei solai, il programma denota l'armatura base in nervature e in abachi, nonostante non si disegnino e non si specifichino le barre.

Facoltativamente, si possono disegnare gli alleggerimenti e i cassettoni.

Armatura predeterminata

In solai in getto pieno e in solai nervati, è possibile definire armature in qualsiasi posizione e direzione, che si sottraggono all'armatura aggiuntiva necessaria nella sua zona di pertinenza.

Aperture

I campi in cui non si sono definiti solai rimangono vuoti e sono contrassegnati da un punto interrogativo; l'utente deve quindi cancellare il campo, operazione che equivale a inserire un'apertura, a sua volta rappresentata per mezzo di due linee rosse discontinue incrociate.

In solai in getto pieno e in solai nervati è possibile inserire aperture rettangolari.

Le travi ubicate tra due aperture o tra un'apertura e il perimetro esterno di una struttura, nel caso in cui siano state definite come travi in spessore e non siano presenti solai

lateralmente, non presentano definita la loro altezza e, pertanto, devono essere sostituite con travi fuori spessore di solaio.

Se il tipo di trave definita contiene una cassaforma ridotta nel lato in cui è situata l'apertura, quest'ultima non si prenderà in considerazione e il programma emetterà un avviso relativo al fatto che il dato in questione non è corretto.

Se in un piano di qualsiasi gruppo è presente una zona indipendente rappresentata da un contorno chiuso delimitato da travi in un'apertura interna, nonostante non sia presente nessun solaio, si mantiene l'ipotesi di rigidità o indeformabilità relativa del piano.

Pertanto, nel caso in cui siano stati definiti carichi orizzontali, non si ottengono dei risultati corretti. In tale situazione, si raccomanda di usare travi inclinate o isolate svincolate definite nello stesso gruppo, elementi che, possedendo 6 gradi di libertà, non considerano l'ipotesi di indeformabilità del piano di ogni orizzontamento.

Se sono stati definiti muri di piani interrati sottoposti all'azione delle spinte del terreno e sono presenti solai con travetti orditi parallelamente al muro, i muri stessi devono possedere rigidità sufficiente per comportarsi in termini di diaframma rigido.

Analogamente, se sono stati definiti campi vuoti prossimi a un muro e travi isolate ad esso perpendicolari, essi devono essere sostituiti con travi inclinate in modo tale che si possano dimensionare a flessocompressioni, dato che le travi normali e i solai si dimensionano unicamente a flessione semplice.

È inoltre possibile creare Strutture 3D integrate tra zone indipendenti.

1.9.9.3.6. Fondazioni

In corrispondenza della base di pilastri e pareti di taglio 'con vincolo esterno' si possono definire plinti isolati e plinti su pali, tra i quali è poi possibile introdurre travi e cordoli di collegamento, che possono inoltre collegare plinti continui al di sotto di muri.

I plinti rettangolari si calcolano come solidi rigidi e possono sostenere più pilastri e/o pareti di taglio; la stessa cosa vale anche per i plinti su pali.

Le travi di collegamento si definiscono per assorbire i momenti trasmessi ai plinti o ai plinti su pali su cui agiscono. Possono agire più travi per assorbire i momenti in una determinata direzione, nel qual caso si distribuiscono proporzionalmente alle rispettive rigidezze.

1.9.10. Carichi, travi inclinate, diagonali di controvento

In linea generale, oltre ai carichi superficiali, è possibile introdurre carichi puntuali, lineari e superficiali. Tutte queste tipologie si inseriscono graficamente e si possono visualizzare al fine di poterle consultare o modificare in qualsiasi momento.

Ogni tipo di carico presenta uno schema grafico di facile identificazione e un colore differente a seconda dell'ipotesi di carico cui appartiene.

Per quanto concerne le **travi inclinate**, bisogna indicare le loro dimensioni, i carichi agenti su di esse (puntuali, lineari, strisce di carico, triangolari...) e da dove a dove si estendono (gruppi iniziale e finale). Presentano sempre 6 gradi di libertà; possono presentare sezione rettangolare in calcestruzzo o sezione in acciaio e i loro estremi possono essere incernierati o incastrati. Le diagonali di controvento sono travi inclinate che formano una croce tra due supporti e tra due piani, sempre realizzate mediante profilati in acciaio.

1.9.11. Scale

La invitiamo a consultare il capitolo **10. Scale** di questa memoria di calcolo.

1.10. Calcolo della struttura

Una volta inseriti tutti i dati, è possibile procedere con il calcolo della struttura. Durante la procedura di calcolo, compaiono messaggi che si riferiscono alla fase di calcolo in cui si trova il programma e messaggi di errore se esistono dati incompatibili con il calcolo.

La prima fase di calcolo consiste nella generazione delle strutture geometriche di tutti gli elementi, formando la matrice di rigidezza della struttura. Se il programma rileva dati non corretti, emette messaggi di errore e interrompe la procedura di calcolo. È possibile eseguire tale fase in maniera indipendente per uno o tutti i gruppi del progetto.

La seconda fase consiste nell'invertire la matrice di rigidezza mediante metodi frontali. Nel caso in cui essa sia singolare, si emette un messaggio che indica la presenza di un meccanismo, se il programma lo rileva in qualche elemento o in una parte della struttura. Anche in questo caso, la procedura si interrompe.

In una terza fase si ricavano gli spostamenti derivanti da tutte le ipotesi di carico definite. Si emette un messaggio che evidenzia la presenza di spostamenti eccessivi in corrispondenza di quei punti della struttura in cui essi eccedano un dato valore, a causa di una progettazione strutturale non corretta o di rigidezze torsionali di notevole entità definite in qualche elemento.

Se si verificano problemi di stabilità globale, è necessario controllare la struttura, soprattutto nel momento in cui siano stati tenuti in considerazione gli effetti del secondo ordine.

La quarta fase consiste nell'ottenere gli involucri delle azioni interne, degli spostamenti, ecc., derivanti da tutte le combinazioni di azioni definite per ciascun elemento strutturale (travi, solai, pilastri, ecc.) e per ogni stato limite.

Nella quinta fase si procede al dimensionamento e alla determinazione dell'armatura di tutti gli elementi strutturali definiti, conformemente alle combinazioni, agli involucri, alla geometria, ai materiali e alle tabelle di armatura esistenti. Nel caso in cui si ecceda anche solo un limite imposto dalla normativa selezionata, si emette un messaggio. Al termine della procedura di calcolo, il programma genera una relazione. La invitiamo a controllare i messaggi di errore in tutti gli elementi contemplati dal progetto.

Se sono state create una o più Strutture 3D integrate, non dimentichi che è possibile elaborare ciascuna di esse in maniera individuale e indipendente dal gruppo di piani e che conviene dimensionare i profilati inseriti.

In molti casi, soprattutto in presenza di pilastri e travi in acciaio e di Strutture 3D integrate contenenti profilati in acciaio, può succedere che sia necessario modificare i profilati prima di avviare il calcolo e che, a causa del fatto che le loro inerzie cambiano significativamente, si debba ripetere la procedura di calcolo.

Ciò si verifica normalmente in strutture metalliche e non deve destare preoccupazioni nell'utente, essendo abituale ripetere più volte la procedura di calcolo fino a trovare tutti i profilati che verificano nell'ultima procedura di calcolo, che si assume come definitiva. Ciò non succede con il calcestruzzo armato, a causa del fatto che si lavora con sezioni lorde, che raramente variano o cambiano leggermente.

Per quanto concerne il calcolo eseguito con il modulo Scale, bisogna tenere in considerazione che le scale si calcolano in maniera indipendente, ottenendo le reazioni in corrispondenza dell'inizio, dell'arrivo e degli appoggi intermedi e convertendole in carichi lineari applicati sulla struttura

nelle ipotesi corrispondenti di carico permanente e di carico di esercizio. Con tali carichi il programma calcola la struttura completa in CYPECAD. Non si è realizzato un calcolo integrato dato che il suo contributo e la sua influenza sulla struttura nei confronti delle azioni orizzontali è talmente grande che si potrebbero ottenere risultati inattesi nella pratica comune del calcolo di strutture, specialmente dove è comune applicare solamente le sue reazioni e non integrarle.

Al termine della procedura di calcolo, è possibile consultare gli errori e i problemi originatisi nei differenti elementi strutturali; si possono consultare su schermo o stampare in un file o tramite stampante, a seconda del tipo di errore. È possibile consultare altri tipi di errore per ogni elemento (pilastro, trave, solaio, ecc.) e, come sempre, è di fondamentale importanza controllare i risultati.

1.11. Ottenimento di risultati

Terminata la procedura di calcolo, può consultare i risultati sullo schermo, ottenere elenchi in file di testo, potendo inoltre stamparli e copiare il progetto in qualsiasi driver.

Gli elementi di fondazione definiti 'senza vincolo esterno', quali plinti, plinti su pali, travi e cordoli di collegamento, si possono dimensionare contemporaneamente o posteriormente al calcolo della struttura e modificare, ridimensionare o verificare in una maniera isolata dal resto della struttura.

1.11.1. Consultazione su schermo

È possibile consultare i dati esposti nel seguito in qualsiasi momento.

1.11.1.1. Dati generali del progetto

È conveniente controllare tutti i dati inseriti, quali quelli relativi a pilastri, gruppi (carico di esercizio, carichi permanenti), quote dei piani, azioni del vento, sisma, materiali impiegati, opzioni, tabelle di armatura, ecc. Le opzioni contenute in questa sezione si salvano con il progetto, analogamente alle tabelle di armatura convertite in “Speciali”.

Se si modificano i dati succitati, è necessario ricalcolare la struttura; se, una volta controllati, sono in regola con quanto definito dall'utente, è possibile proseguire con la consultazione dei risultati. Si possono modificare le opzioni e le tabelle e ridimensionare la struttura per ottenere nuovi risultati.

1.11.1.2. Risultati relativi a travi in elevazione e a travi di fondazione

È possibile consultare tutti i dati relativi alle travi:

- Freccia attiva e altre frecce, rapporto freccia/luce, considerazione di momenti minimi.
- Involuppi in travi, con o senza sisma di momenti flettenti, tagli e momenti torcenti, consultabili sia numericamente che graficamente.
- Armatura di travi, considerando il numero di tondini, il diametro, le lunghezze e la staffatura con le sue lunghezze. I risultati ad essi inerenti possono essere modificati. È inoltre possibile consultare le aree di armatura aggiuntiva superiore e inferiore, richieste da calcolo ed effettivamente disposte, sia trasversale che longitudinale.
- Errori in travi: freccia eccessiva, interfero, lunghezze di ancoraggio, armatura compressa, compressione obliqua dovuta a taglio e/o torsione e tutti i dati relativi al dimensionamento o ad armatura non adeguata. È possibile attribuire codici di colori per evidenziare la loro importanza.

- Coefficiente di incastro in corrispondenza dei lembi della trave.
- Profilati calcolati in travi in acciaio e profilati appartenenti a serie di profilati che soddisfano tutte le verifiche. In travi metalliche miste si dimensionano anche i connettori (a taglio).

Nel momento in cui si modifichi la sezione delle travi, è necessario utilizzare l'opzione **Riarmare** al fine di ricavare una nuova armatura con le stesse azioni interne ottenute dal calcolo iniziale, dovendo controllare nuovamente gli errori.

È possibile riarmare solamente i telai in cui si sono eseguite modifiche dimensionali, mantenendo quelli in cui è stata ritoccata unicamente l'armatura, o riarmare tutti i telai, nel qual caso si procede a calcolare l'armatura in tutte le travi che sono state oggetto di modifiche.

Si può inoltre bloccare l'armatura e verificarla posteriormente al calcolo.

Se le dimensioni delle travi sono cambiate significativamente, si **raccomanda vivamente** di eseguire un nuovo calcolo della struttura.

Può ritoccare l'armatura delle travi se lo reputa opportuno, assumendo tutte le responsabilità del caso. Il programma mostra un codice di colori che individua se una trave verifica o meno. Se ha modificato le dimensioni in **Errori**, valuti se è conveniente riarmare al fine di ottenere una nuova armatura.

1.11.1.3. Carichi

È possibile visualizzare graficamente i valori di tutti i carichi inseriti: puntuali, lineari e superficiali. Ogni insieme di carichi associato a ipotesi distinte presenta un codice di colori differente, in modo tale da poter verificare se i dati sono corretti. Se si esegue una qualsiasi modifica dei carichi, è indispensabile ricalcolare la struttura.

1.11.1.4. Risultati relativi a solai monodirezionali

I dati da consultare relativi a solai monodirezionali sono:

- Involuppi di momenti flettenti e tagli in allineamenti di travetti (valori amplificati e a seconda del travetto considerato).
- Armature superiori in travetti. Si considerano il loro numero, diametro e lunghezze.
- Momenti flettenti e tagli agli estremi amplificati per metro di larghezza in travetti o in funzione del tipo di travetto.

È possibile rendere uniformi i momenti flettenti, i tagli e le armature superiori nei travetti in funzione di valori medi, percentuali di differenze o valori massimi. Tutti i parametri esposti in precedenza possono essere modificati a giudizio del progettista (ad eccezione dei tagli) al fine di ricavare i disegni esecutivi. La invitiamo a consultare il capitolo **6. Solai monodirezionali con travetti** per ottenere maggiori informazioni circa dati e risultati.

1.11.1.5. Risultati relativi a solai misti

La invitiamo a consultare il capitolo **9. Solai misti** della presente memoria di calcolo.

1.11.1.6. Risultati relativi a solai a piastre alleggerite

Si possono consultare:

- Involuppi di momenti flettenti e tagli della striscia di campo selezionata e il loro valore medio per metro di larghezza.
- Tipo di piastra selezionata derivante dal calcolo.
- Armature superiori in appoggi, illustrata a seconda delle viste, numero, diametro, interfero e lunghezze delle barre.

- Informazioni relative alle frecce.
- Errori di calcolo, siano essi imputabili a momenti, tagli, frecce o ambiente.

È possibile modificare il tipo di piastra, analogamente alle armature superiori.

1.11.1.7. Risultati relativi a solai in getto pieno, solai nervati e piastre di fondazione

I dati relativi ai solai inseriti sono:

- Armatura base definita e, se richiesto, modificata in seguito al calcolo.
- Mesh degli elementi discretizzati (consultare l'opzione "Modello 3D").
- Diagramma degli involuppi delle aree di armatura aggiuntiva richiesta per metro di larghezza, nelle direzioni dell'armatura definita, superiore e inferiore.
- Spostamenti in mm di ogni nodo in funzione delle ipotesi di carico.
- Azioni interne in qualsiasi nodo in funzione delle ipotesi di carico e rapporti di armatura richiesti da calcolo in ciascuna direzione. Il metodo usato per ottenere le azioni interne di calcolo è il metodo di Wood, conosciuto a livello internazionale, necessario per la corretta considerazione dei momenti flettenti positivi e negativi e dei momenti torcenti.
- Spostamenti massimi a seconda dei campi e delle ipotesi di carico, da non confondere con le frecce. Nel caso di piastre di fondazione sono rappresentati dai cedimenti; se questi ultimi assumono valori positivi, la piastra subisce sollevamento (in tal caso il calcolo non è corretto).
- Consultazione delle armature ottenute in qualsiasi direzione longitudinale, trasversale, superiore e inferiore e dell'armatura base definita, se presente.

- Verifica e armatura a punzonamento e a taglio, se richiesta, di zone piene e delle nervature di zone alleggerite.
- Uguagliamento ai valori massimi, per quanto concerne i rapporti di armatura e le lunghezze, di armature in qualsiasi direzione.
- Modifica dell'armatura longitudinale in qualsiasi direzione, sempre che si esegua, in termini di numero, diametri, interferri, lunghezze e piegature.
- Tensioni eccessive in piastre di fondazione.
- Isovalori e isolinee di azioni interne, spostamenti e rapporti di armatura.

Se si sono inserite linee di flessione prima dell'esecuzione del calcolo, si devono verificare delle lunghezze minime delle armature aggiuntive e i punti di sovrapposizione dell'armatura inferiore, se richiesto, conformemente a quanto indicato nell'opzione relativa alle minime lunghezze di lastre e di solai nervati. Si **raccomanda** di eseguire tale operazione prima di avviare il calcolo della struttura, in quanto nel momento in cui si realizzi successivamente ad esso, le sovrapposizioni saranno costruttive (30 cm) e non si ridimensioneranno.

Tutte queste modifiche si eseguono interattivamente e conformemente ai criteri dell'utente.

È possibile riarmare lastre e solai nervati in seguito al primo calcolo; a tale scopo, è sufficiente cliccare sull'opzione **Riarmare** (inserendo almeno una linea di uguagliamento) al fine di ottenere una nuova armatura mantenendo le azioni interne derivanti dal calcolo iniziale.

1.11.1.8. Risultati relativi a pilastri

È possibile consultare le armature dei pilastri e modificarne le dimensioni, in modo tale da ottenere nuove armature; si può inoltre modificare l'armatura stessa. L'utente può anche consultare interattivamente le "Azioni interne (azione

assiale, momenti, tagli e momenti torcenti) in pilastri in funzione delle ipotesi di carico" in qualsiasi punto lungo qualsiasi quota del pilastro, così come visualizzare i diagrammi delle azioni interne.

Analogamente, si possono consultare le azioni interne più sfavorevoli amplificate di qualsiasi tratto sulla base delle quali si determina l'armatura da disporre (non dimentichi che per un'armatura verificata possono esistere più combinazioni sfavorevoli, cioè, che verificano quell'armatura, ma che non verificano per l'armatura verificata in precedenza), oltre ai diagrammi di tensioni e deformazioni del calcestruzzo e dell'acciaio lungo una retta perpendicolare all'asse neutro. Si possono inoltre consultare i momenti risultanti dovuti all'amplificazione imputabile eccentricità accidentale e a quella del secondo ordine (instabilità), che compaiono in rosso nella parte inferiore della tabella contenente le azioni interne più sfavorevoli.

Se il pilastro non verifica, compare un testo abbreviato che indica la causa per cui esso non verifica (ad esempio **Se: Snellezza eccessiva**).

Possono comparire più messaggi che devono essere consultati individualmente.

Se si apportano modifiche all'armatura o alle dimensioni e, nonostante esse, il pilastro continua a non verificare, compare un segnale sulla sinistra dello schermo che indica che sono stati ecceduti i limiti relativi ai massimi rapporti di armatura.

Se le modifiche eseguite sono di una certa importanza, si raccomanda di eseguire nuovamente il calcolo della struttura, in quanto le rigidezze sono cambiate.

Dopo aver consultato i dati, si passa alla consultazione grafica dei risultati.

Le sezioni insufficienti di pilastri non compaiono né nel computo né tantomeno nei disegni esecutivi.

Usando l'opzione **Tabella di pilastri**, è possibile raggruppare questi ultimi tra di loro; quelli che non verificano si mostrano in **rosso**.

Si può bloccare un'armatura determinata e mantenerla e, in un calcolo successivo, accertare che essa verifichi.

1.11.1.9. Risultati relativi a pareti di taglio in c.a., muri di piani interrati e muri in muratura

Si possono consultare i diagrammi delle tensioni normali e tangenziali lungo tutta l'altezza di pareti di taglio e muri per ogni combinazione calcolata, analogamente ai diagrammi degli spostamenti per le ipotesi di carico definite.

Gli isodiagrammi si rappresentano mediante colori e sono scalati secondo valori proporzionali; si indicano i valori massimi e minimi.

Il progettista può consultare e modificare, a suo giudizio, l'armatura, così come lo spessore. Nel momento in cui il muro e/o la parete di taglio non verifichi, si mostra in rosso; in tal caso, è necessario ridimensionarlo/a.

Si può anche consultare il fattore di soddisfacimento in termini di % dell'armatura disposta e, se presenti, le zone in cui si richiede armatura aggiuntiva.

È inoltre disponibile un elenco contenente le azioni interne più sfavorevoli dei vari tratti e le risultanti delle azioni interne in funzione delle ipotesi di carico.

1.11.1.10. Risultati del calcolo con effetti del secondo ordine

Se sono stati tenuti in considerazione gli effetti del secondo ordine nel calcolo, imputabili a vento e sisma, si possono consultare i risultati del calcolo e visualizzare sullo schermo

i fattori amplificativi delle azioni interne applicate e il fattore di amplificazione risultante in funzione dell'azione orizzontale in ciascuna combinazione in cui interviene. Tutto ciò si spiega durante l'inserimento dei dati, risultando inoltre possibile stampare una relazione contenente i risultati ottenuti.

1.11.1.11. Risultati relativi al vento

Si possono consultare i valori del carico del vento nelle direzioni X e Y in ogni piano e stampare i risultati.

1.11.1.12. Risultati relativi al sisma

È possibile consultare i valori assunti dal periodo di vibrazione per ciascun modo considerato, il coefficiente di partecipazione delle masse mobilitate in ogni direzione e il coefficiente sismico corrispondente allo spettro degli spostamenti risultante.

1.11.1.13. Isovalori e isolinee in lastre, in solai nervati e in piastre di fondazione

Per quanto riguarda i solai in getto pieno e i solai nervati, si possono visualizzare gli spostamenti, le azioni interne e i rapporti di armatura espressi in cm²/m in tutti i campi di ciascun gruppo.

1.11.1.14. Deformata

È possibile visualizzare un modello in 3D che mostra la deformata per ciascuna ipotesi e combinazione, così come la sua animazione.

1.11.2. Elenchi da stampare

I dati inseriti e i risultati derivanti dal calcolo, riassunti generalmente nel seguito, si possono inviare alla stampante o salvare in un file di testo:

- Elenchi generali. Includono il nome del progetto, i gruppi, i piani, le quote, le coordinate e le dimensioni di pilastri e pareti di taglio e i loro vincoli, i dati relativi alle azioni gravitazionali, al vento, al sisma, i materiali utilizzati, i solai inseriti, la geometria e il peso proprio.
- Elenco di combinazioni usate nel calcolo.
- Elenchi di armature in travi. Contengono gli involuipi delle capacità meccaniche richieste, i momenti flettenti, i tagli, i momenti torcenti, l'armatura disposta, la freccia attiva ecc.
- Elenco di involuipi, con l'andamento degli involuipi dei momenti flettenti, dei tagli e dei momenti torcenti.
- Computo materiali di travi.
- Elenco di etichette: esploso di armature di travi.
- Elenco di scambio di travi. Si tratta di un file di testo contenente informazioni circa l'armatura di travi.
- Computi di superfici e volumi di solai e travi.
- Computo materiali di travetti in funzione della tipologia e delle lunghezze.
- Computo materiali di pignatte.
- Computo di armature aggiuntive superiori di travetti.
- Elenco di rapporti di armatura per metro quadrato di struttura.
- Elenco di armature di lastre e solai nervati.
- Elenco di azioni interne in travi inclinate, contenente inoltre gli involuipi di momenti, azioni assiali, tagli e dell'armatura disposta.
- Elenco di pilastri e pareti di taglio, che include l'elenco di armature, azioni interne alla base, azioni interne in funzione delle ipotesi di carico e azioni interne più sfavorevoli in pilastri e in pareti di taglio.
- Elenco di spostamenti in funzione delle ipotesi di carico in ciascun pilastro e in ogni piano.
- Elenco degli effetti del secondo ordine.
- Elenco del carico del vento.
- Elenco dei coefficienti di partecipazione del sisma, che comprende i periodi dei vari modi, i coefficienti di partecipazione delle masse mobilitate e il coefficiente sismico risultante in ciascuna direzione (analisi dinamica).
- Elenco di spostamenti massimi di pilastri, in ogni piano per tutti i pilastri, nella combinazione più sfavorevole per ogni direzione (non sono concomitanti).
- Elenco di distorsioni massime in pilastri.
- Elenchi relativi alle fondazioni. Si tratta di elenchi contenenti i dati dei materiali, delle azioni e della geometria dei plinti isolati, plinti su pali e travi e cordoli di collegamento, così come il loro computo materiali. Sono inoltre disponibili elenchi in cui si riassumono le verifiche condotte sugli elementi di fondazione.
- Elenchi relativi a mensole tozze.
- Elenco relativo alle Strutture 3D integrate.
- Verifiche allo SLU di pilastri e travi.

Gli elenchi completano l'informazione grafica ottenuta sullo schermo, analogamente ai disegni esecutivi che definiscono la geometria e le armature contemplate dal progetto.

1.11.3. Disegni esecutivi

I disegni esecutivi del progetto, analogamente al formato carta, si possono configurare in formati differenti, siano essi standard o definiti dall'utente. È inoltre possibile inviarli a periferiche differenti: stampante, plotter o file DXF/DWG e PDF. È necessario configurarli in Windows affinché funzionino correttamente e aver installato i driver corrispondenti.

In un disegno esecutivo si può includere qualsiasi tipo di particolare costruttivo o disegno in formato DXF o DWG, oltre ad usare le risorse di edizione contemplate dal programma: testi, linee, archi, DXF. Si può applicare qualsiasi scala, spessore di linee, dimensione di testi, cartigli, ecc., in modo tale da poter personalizzare completamente il disegno esecutivo, compresi i modelli attivati in formato DXF o DWG.

Tutti gli elementi sono definiti mediante layer e, per ogni tipologia di disegno esecutivo, è possibile selezionare gli elementi che si desiderano.

Fondamentalmente, il programma consente di ottenere:

1. **Pianta strutturale.** Disegno e quotatura di tutti gli elementi dei piani riferiti agli assi di tracciamento. Nel riquadro informativo, si illustrano le aree e i volumi di solai e i rapporti di armatura.
2. **Piante della struttura.** Geometria di tutti gli elementi in pianta, quali travi, pilastri, pareti di taglio, muri, solai monodirezionali (indicando i momenti positivi e i tagli estremi in travetti, le lunghezze e le armature superiori aggiuntive), armature in solai in getto pieno e in solai nervati, specificando in una tabella l'armatura base in lastre, così come in abachi e nervature di solai nervati, armature a punzonamento, zone piene e alleggerite. È possibile specificare una tabella riassuntiva con il computo dei materiali complessivamente utilizzati nel progetto. Si possono anche ottenere disegni esecutivi degli elementi di fondazione.
3. **Esplosi di travi.** Disegno degli allineamenti di travi, che comprende il nome, le scale, le dimensioni, le quote, il numero, il diametro e le lunghezze delle armature, così come la posizione, le staffe, il tipo, il diametro e il passo delle staffe. È possibile illustrare l'esploso delle armature in un quadro riassuntivo insieme al computo complessivo.
4. **Tabella di pilastri e di piastre di ancoraggio.** Schema delle sezioni di pilastri, in cui si indicano il loro numero, posizione, staffatura, tipo, diametro, lunghezze, profilati in acciaio e si raggruppano i tipi uguali. Si fornisce una tabella delle piastre di ancoraggio alla base di pilastri in acciaio, con le loro dimensioni, bulloni e geometria. Si possono disegnare o selezionare per piani, oltre a includere un riepilogo del computo materiali.
5. **Esplosi di pilastri e pareti di taglio.** Disegni che contengono gli esplosi di pilastri e pareti di taglio, con tanto di quotature e un riquadro in cui sono specificate le lunghezze di tutte le barre.
6. **Carichi su fondazione.** Disegno di tutte le basi della fondazione con i carichi applicati su di esse (in funzione delle ipotesi di carico), espressi con riferimento agli assi globali. Si includono pilastri e pareti di taglio.
7. **Muri di piani interrati.** Prospetto di ciascun tratto di muro, con tabelle di armatura per ciascun tratto del piano, includendo un computo materiali approssimato.
8. **Disegno esecutivo di carichi.** Si disegnano i carichi speciali applicati a seconda delle ipotesi per ogni gruppo.
9. **Disegni esecutivi di mensole tozze.** Si disegnano geometria e armature.
10. **Isolinee.** Si disegnano le isolinee e gli isovalori in lastre e in solai nervati.
11. **Strutture 3D.** Si disegnano se l'utente possiede Strutture 3D e se sono state definite Strutture 3D integrate.

1.12. Verifica e dimensionamento di elementi

Per il dimensionamento delle sezioni in calcestruzzo armato agli stati limite ultimi, si utilizzano i diagrammi parabola-rettangolo e lo stress block, insieme ai diagrammi tensione-deformazione del calcestruzzo e per ogni tipo di acciaio, conformemente alla norma vigente (consulti il capitolo **Implementazione di normative**).

Si impiegano i limiti richiesti per i rapporti geometrici e meccanici di armatura massimi e minimi indicati dalle norme normative, analogamente alle disposizioni indicate che si riferiscono al numero minimo di tondini, i diametri massimi e minimi e gli interferri minimi e massimi. È possibile consultare e modificare sullo schermo tali limiti alla voce **Opzioni**, mentre altri sono salvati in file interni.

1.12.1. Travi inclinate e orizzontali

1.12.1.1. Armatura longitudinale dovuta a flessione

L'armatura si determina eseguendo un calcolo a flessione semplice in almeno 14 punti di ogni campata della trave, delimitata dagli elementi con cui è in contatto, essendo questi ultimi travetti, solai in getto pieno o solai nervati. In ciascun punto, a partire dagli involucri del momento flettente, si determina l'armatura richiesta sia superiormente che inferiormente (a trazione e a compressione a seconda del segno dei momenti), che viene poi verificata mettendola a confronto con i valori minimi geometrici e meccanici forniti dalla norma, adottando il valore maggiore. Si determina sulla base degli involucri, sismici e non, e si dispone il quantitativo di armatura corrispondente all'involucro più gravoso tra i due.

Armatura inferiore

Nota l'area richiesta dal calcolo in tutti i punti calcolati, il programma cerca nella tabella di armature inferiori la sequenza di armatura immediatamente successiva a quella richiesta. Le tabelle di armatura sono definite in base alla larghezza e all'altezza specificate nelle stesse.

Le tabelle di armatura si suddividono in tre addendi, ciascuno dei quali può presentare un diametro differente. Il 1° addendo è rappresentato dall'armatura passante tra gli appoggi, ancorata in maniera costruttiva. In altre parole, l'asse dell'appoggio oltrepassa la faccia opposta di meno di 3 centimetri, salvo che per necessità di calcolo (a causa del

fatto che le armature inferiori sono molto prossime tra loro o concorrono nell'appoggio o ancora poiché si richiede armatura a compressione in corrispondenza degli appoggi) si rendesse necessario ancorare la lunghezza di ancoraggio ridotta a partire dall'asse. Le tabelle di armatura forniscono di default un'armatura passante (1° addendo) il cui rapporto di armatura è sempre maggiore di un terzo o di un quarto dell'armatura complessiva presente nelle tabelle di armatura di default del programma. Se si modificano le tabelle, si deve cercare di mantenere la suddetta proporzione.

Il 2° e 3° addendo possono presentare una lunghezza minore, possedendo sempre una distribuzione simmetrica, verificando delle lunghezze minime in percentuale (d ed e nella figura sottostante) della luce della campata specificata alla voce **Opzioni**.

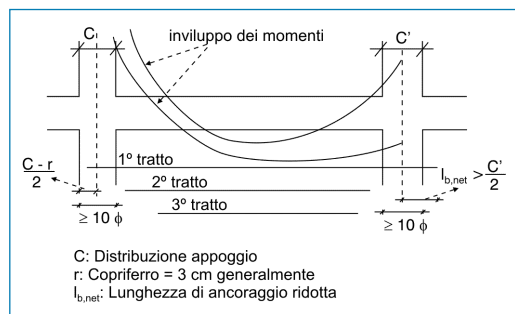


Fig. 1.25

NOTA: Il 1° addendo oltrepassa sempre l'appoggio di una lunghezza pari a 10 diametri misurati dalla faccia dell'appoggio stesso.

Nel momento in cui non si trovi all'interno delle tabelle di armatura una combinazione di armature che copra la quantità di acciaio richiesta per le dimensioni della trave, si dispongono diametri $\phi 25$. A questo punto, il programma emette il seguente messaggio: 'Armatura inferiore fuori dalla tabella'.

Armatura superiore

Si distinguono due classi di armatura superiore:

Armatura superiore (in travi della struttura in elevazione, inferiore in travi di fondazione). Nota l'area richiesta dal calcolo in tutti i punti calcolati, il programma cerca nella tabella di armature superiori la sequenza di armatura immediatamente superiore a quella richiesta. È possibile disporre armature con al massimo tre gruppi di lunghezze limite distinte; nelle opzioni alla voce Armatura di travi, si può definire un minimo in % della luce per ciascun gruppo. Le tabelle di armatura si suddividono in 3 addendi, ciascuno dei quali può presentare diametro differente.

Armatura di montaggio: Continua o reggistaffe. Si utilizza un'armatura di montaggio continua quando si costruisce in stabilimento l'armatura da un appoggio al successivo, insieme all'armatura superiore e alle staffe, a meno di disporre in opera l'armatura superiore aggiuntiva (o inferiore nel caso di travi di fondazione) negli appoggi. Facoltativamente, l'armatura di montaggio si può considerare o meno collaborante con l'armatura superiore. Quando si richiede armatura superiore a compressione, essa è sempre collaborante. L'ancoraggio dell'armatura di montaggio è facoltativo, potendo essere realizzato mediante piegatura o rettilineo, a partire da dove termina o dall'asse, e si mostra chiaramente nel dialogo delle opzioni:

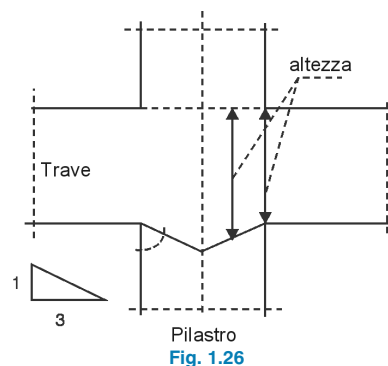
- In sezioni a T, si dispone un'armatura aggiuntiva per sostenere gli estremi delle staffe della testa della T.
- L'armatura di montaggio reggistaffe si usa per l'assemblaggio in opera dell'armatura, e si dispone tra gli estremi delle armature aggiuntive superiori, usando barre di piccolo diametro e una sovrapposizione costruttiva con le armature aggiuntive. Si rende necessaria al fine di disporre di un'armatura in grado almeno di reggere le staffe ed è possibile usarla anche in zone sismiche in cui si desidera allontanare le sovrapposizioni dei nodi. Risulta conveniente consultarla e selezionare quella maggiormente utilizzata nella pratica comune.

Nel momento in cui non si trovi nelle tabelle di armatura un reggistaffe che verifica, si dispone il numero richiesto di barre con diametro pari a 25 mm e il programma emette il messaggio 'Fuori dalla tabella', indipendentemente che si tratti di armatura di montaggio o armatura reggistaffe.

Quando le lunghezze delle armature superiori si uniscono in maniera automatica in entrambi i lati di una campata (la invitiamo a consultare le **Opzioni**), diventa armatura di montaggio collaborante.

Altre considerazioni circa l'armatura longitudinale

All'interno della zona di appoggio del supporto o pilastro si considera una variazione lineare dell'altezza della trave (1/3), che implica una riduzione dell'armatura necessaria, che è quella maggiore ottenuta tra le facce perimetrali del supporto, senza dover necessariamente coincidere con l'asse dell'appoggio, essendo abituale che sia molto prossima o nel bordo stesso dell'appoggio.



Per quanto concerne pareti di taglio e muri, a seconda della larghezza del lato in cui la trave concorre, la lunghezza o luce di calcolo coincide con il più piccolo tra i seguenti valori:

- La distanza tra gli assi di pareti di taglio (o punto medio dell'asse della trave).

- La luce libera (tra le facce) più due volte l'altezza.

Mediante tale criterio, si ottengono gli involuppi all'interno della parete di taglio e le lunghezze limite delle armature, che non eccedono la luce di calcolo di un valore superiore a due volte l'altezza.

Se è necessario disporre armatura di pelle (definibile nelle Opzioni) a causa dell'altezza della trave, essa si dispone lungo le facce laterali con il diametro e l'interferro minimo definito, conformemente alla normativa di riferimento e a quanto indicato nelle opzioni.

Armatura longitudinale a torsione

Nota l'armatura longitudinale a flessione, si calcola l'armatura richiesta a torsione in ciascuna sezione conformemente alla norma. Se l'armatura reale disposta in corrispondenza degli angoli è in grado di assorbire questo incremento rispetto all'armatura richiesta a flessione, sufficiente verifica, altrimenti bisogna incrementare l'armatura longitudinale e disporre un'armatura aggiuntiva lungo le facce laterali, come se si trattasse di armatura di pelle.

La verifica a compressione obliqua dovuta a torsione e taglio si esegue ad una distanza pari all'altezza utile dal bordo dell'appoggio conformemente alle formule contemplate da ogni norma.

Interruzione delle armature longitudinali

Noto l'involuppo delle capacità superiore e inferiore richieste in ogni sezione, si determina per ciascun punto un diagramma traslato di una quantità pari a un'altezza utile più la lunghezza netta ridotta ($=$ lunghezza di ancoraggio $\cdot$ area richiesta/area reale) a seconda della sua posizione ($II =$ bassa aderenza, $I =$ buona aderenza). Si determina la lunghezza massima nella sua zona per ciascun gruppo di

armatura disposta nella direzione sfavorevole o decrescente delle azioni interne. Facoltativamente, le suddette lunghezze si impostano su alcuni valori minimi definiti in funzione di una percentuale della luce della campata multipli di 5 cm. L'armatura si ancora agli estremi mediante piegature; si calcola la legatura verticale necessaria, disponendo un minimo se così è stato definito nelle opzioni. In appoggi intermedi, l'armatura inferiore si ancora a ciascun lato a partire dall'asse dell'appoggio, rispettando un minimo di dieci diametri misurati a partire dalla faccia del supporto (Fig. 1.25).

Nel momento in cui si ecceda la lunghezza massima delle barre, si interrompono e sovrappongono quelle con una lunghezza pari al doppio della lunghezza di ancoraggio. In presenza di sisma, esiste un'opzione che consente di ancorare e di sovrapporre l'armatura al di fuori delle zone confinate in prossimità agli appoggi.

Armatura trasversale (staffe)

Per il dimensionamento nei confronti del taglio, si esegue la verifica a compressione obliqua in corrispondenza del bordo di appoggio diretto; il dimensionamento delle staffe si effettua a partire dal bordo di appoggio sopra menzionato o, facoltativamente, a una distanza equivalente a una determinata percentuale dell'altezza utile dal bordo dell'appoggio (Fig. 1.27). Per quanto riguarda la staffatura, o armatura a taglio, è possibile selezionare i diametri minimi e i passi in funzione delle dimensioni della trave, così come la simmetria nella disposizione degli stessi e l'utilizzo di distinti diametri a seconda della zona della trave. Si possono definire staffe semplici (sempre disposte lungo il perimetro della sezione), doppie, triple e bracci verticali; è inoltre possibile disporre staffe e bracci allo stesso tempo, fino a due o tre nella stessa sezione.

All'interno del programma sono presenti delle tabelle che possono essere definite dall'utente in cui è possibile utilizzare staffe e bracci, conformemente a quanto appena esposto.

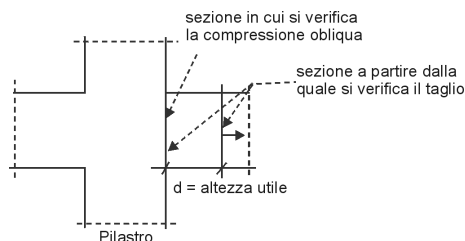


Fig. 1.27

In primo luogo si determina la staffatura minima conformemente alla normativa selezionata, in funzione della sezione della trave e della tabella di armatura, verificando la lunghezza che è in grado di coprire con l'involuppo dei tagli nella zona centrale.

Nelle zone laterali, a sinistra e a destra, si determina la staffatura richiesta fino agli appoggi, disponendola con una lunghezza necessaria incrementata di metà dell'altezza utile. Si verifica che tali lunghezze siano maggiori dei valori minimi indicati nelle **Opzioni**.

Infine, in presenza di torsione, si calcola l'armatura trasversale richiesta, stabilendo i minimi conformemente alla normativa (distanza minima, staffe chiuse) e si aggiunge a quella ottenuta dovuta a taglio, dando luogo a una staffatura finale i cui diametri, passi e lunghezze coprono la somma di entrambi gli effetti. In quest'ultimo caso si esegue la verifica congiunta (compressione obliqua) delle tensioni tangenziali di taglio e della torsione.

Si verifica che il passo delle staffe verifichi quello specificato dalla norma quando l'armatura longitudinale è compressa; ciò influenza sia il diametro che la distanza massima, in funzione dell'armatura longitudinale compressa.

Pilastri in falso. Carichi prossimi agli appoggi. Travi fuori spessore di solaio e travi larghe. Nel caso particolare di pilastri in falso su travi (senza vincolo esterno), le staffe verticali si dimensionano sulla base del valore del taglio in corrispondenza del bordo dell'appoggio. È importante tenere in considerazione che, nel caso particolare di pilastri in falso o di carichi puntuali prossimi agli appoggi, cioè, situati a una distanza minore o uguale all'altezza utile, si produce una trasmissione mediante bielle inclinate compresse e tese che richiede armatura orizzontale, nelle stesse condizioni che in una mensola tozza, i cui criteri di dimensionamento non sono contemplati nel programma. In tal caso, la verifica della campata o delle campate in cui ciò succede e la disposizione dell'armatura si devono realizzare manualmente, conformemente a quanto indicato dalla norma per questi casi, come oltre a completare i disegni esecutivi di travi con i particolari aggiuntivi corrispondenti. Il problema può essere inoltre risolto utilizzando travi inclinate.

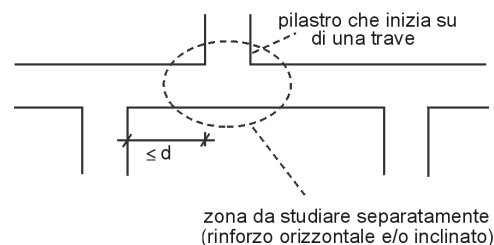


Fig. 1.28

Data l'importanza di questo tipo di appoggio e la fragilità da esso presentata, è di fondamentale importanza porre molta attenzione sia in fase di progettazione dello stesso che nella fase relativa alla sua esecuzione in opera.

Si devono controllare i tratti iniziali dei pilastri in falso, verificando le loro condizioni di ancoraggio alla trave. Si raccomanda di ridurre il massimo possibile il coefficiente di incastro al piede dei pilastri nel loro tratto iniziale, al fine di evitare di disporre grandi diametri che implicano grandi lunghezze di ancoraggio del tratto iniziale.

In presenza di campate corte o di travi di altezza elevata, può succedere che la luce sia minore di due volte l'altezza, nel qual caso ci si trova di fronte a una trave parete, i cui criteri di dimensionamento non sono contemplati dal programma. In tal caso è necessario eseguire una verifica e una disposizione manuale dell'armatura nella campata o nelle campate in cui accade.

Può inoltre succedere, in qualche campata della trave, che la larghezza sia maggiore di due volte la sua luce. In tal caso, la trave larga in questione non è realmente né una trave né un elemento piano bidimensionale né una lastra, per cui si raccomanda di controllare attentamente la discretizzazione e di inserirla come se fosse una lastra al posto di una trave, dato che i criteri di dimensionamento sono differenti.

Infine, non dimentichi che in travi in spessore di solaio in cui, a causa della loro larghezza, si eccede la larghezza dell'appoggio di una quantità maggiore della distanza equivalente dall'altezza, si deve eseguire una verifica manuale a punzonamento e una verifica delle staffe nell'appoggio, rinforzandolo con armatura trasversale, se necessario.

Se sono presenti carichi applicati al di sotto dell'asse neutro della sezione, o carichi puntuali imputabili a travi appoggiate su altre travi, si deve aggiungere manualmente l'armatura richiesta per sostenere i carichi in questione, in quanto il programma non esegue ciò.

Verifica di fessurazione in travi

Facoltativamente, si può stabilire un limite per quanto concerne la larghezza delle fessure. Le formule utilizzate sono state dedotte dal Codice Modello CEB-FIP. La lunghezza caratteristica di una fessura si calcola come:

$$W_k = 1.7 \cdot S_m \cdot E_{sm}$$

$$S_m = 2c + 0.2s + K_1 K_2 \frac{\phi A_{c,efficace}}{A_s}$$

$$E_{sm} = \frac{\sigma_s}{E_s} \left[1 - \frac{K_3}{2.5 K_1} \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \right] \leq 0.4 \frac{\sigma_s}{E_s}$$

In cui:

c: Copriferro dell'armatura a trazione

s: Interferro. Se $s > 15d$, $s = 15\phi$

K_1 : 0.4 (barre ad aderenza migliorata)

K_2 : 0.125 (flessione semplice)

A_s : Area totale efficace delle barre all'interno

$A_{c,efficace}$: Area efficace che avvolge le armature per un'altezza pari a $\frac{1}{4}$ dell'altezza della trave

σ_s : Tensione di esercizio dell'armatura

σ_{sr} : Tensione dell'armatura nel momento in cui si origina la fessurazione

E_s : Modulo elastico dell'acciaio

K_3 : 0.5

La formula sopra riporta si applica in generale, salvo nella norma brasiliana NB-1 e nell'EC2, le quali possiedono una loro formula specifica.

Se si attiva la verifica ed essa stessa non è soddisfatta, si allungano le barre o si incrementa il quantitativo di armatura in modo tale che verifichi; nel momento in cui accada ciò, il programma emette un messaggio di avviso (che non è un errore) consultabile cliccando sull'opzione "Errori di travi".

1.12.2. Travi inclinate

Possono essere realizzate in calcestruzzo armato o in acciaio; si dimensionano a flessione compressione deviata a partire dagli involuppi dei momenti flettenti e delle azioni assiali e dalla staffatura disposta nei confronti del taglio. La procedura di calcolo consiste nel dimensionare l'armatura per i due piani paralleli alle facce della trave, cioè, sia per il piano verticale che per quello orizzontale.

L'armatura longitudinale superiore e inferiore indicata è la massima stabilita sulla base dell'involuppo di tutte le sezioni calcolate lungo la trave inclinata in esame. Per tale tipo di trave si disegna l'armatura negli esecutivi e si può consultare unicamente su schermo. Il progettista deve disporre di una vista esplosa delle sue armature per avere una chiara visione degli incontri in corrispondenza dei nodi estremi.

Si possono mostrare gli involuppi delle azioni interne in un elenco nel momento in cui si desiderino interrompere le barre.

Se la trave è realizzata in acciaio, si applicano gli stessi criteri di dimensionamento di pilastri metallici.

1.12.3. Travi in acciaio

Si dimensionano a flessione semplice, dato che si considera l'azione assiale, conformemente alla norma corrispondente e al tipo di acciaio. Il programma propone il profilato ottimale all'interno della serie di profilati selezionata. Facoltativamente si verifica l'instabilità laterale dell'ala inferiore in travi posizionate al di sotto del solaio.

Come criterio di dimensionamento, si applicano i limiti imposti dalla normativa in uso relativamente alla freccia; il coefficiente di utilizzo si esprime in % rispetto ai limiti relativi alla freccia contemplati dalla norma.

La invitiamo a consultare il capitolo **8. Travi miste** al fine di ottenere maggiori informazioni circa le modalità di conduzione del dimensionamento di travi miste.

Le travi alveolari si modellano come travi Vierendel in acciaio laminato.

Gli elenchi completi delle verifiche allo SLU sono molto illustrativi circa le verifiche eseguite dal programma.

1.12.4. Pilastri, pareti di taglio e muri in calcestruzzo armato

Il dimensionamento di pilastri in calcestruzzo si esegue a flessocompressione deviata. A partire dalla tabella di armatura selezionata per il progetto, si verificano in maniera sequenziale crescente di quantitativi di acciaio le armature definite, che possono presentare una disposizione simmetrica su due lati o sui quattro lati della sezione. Il programma verifica inoltre se tale armatura è in grado di sopportare le azioni interne derivanti da tutte le combinazioni di carico. Si stabilisce la compatibilità di azioni interne e deformazioni deformazioni e si verifica che con tale armatura non si eccedano né le tensioni ammissibili del calcestruzzo e dell'acciaio né i loro limiti di deformazione.

Si considera l'eccentricità minima o accidentale, così come l'eccentricità aggiuntiva dovuta all'instabilità, limitando il valore della snellezza meccanica, conformemente a quanto indicato nella norma. Dato che le formule sopra esposte presentano un campo di applicazione limitato a causa della snellezza, se si eccede quest'ultima, la sezione è insufficiente (sebbene l'utente possa inserire manualmente barre di armatura) e il programma emette il seguente messaggio "Snellezza eccessiva" o la sua abbreviazione (Se).

In un file nascosto, per ogni normativa, si definiscono i limiti o i rapporti di armatura minima o massima, sia geometrici che meccanici, forniti dal dimensionamento dell'armatura

eseguito dal programma. Nel caso in cui l'armatura non verifichi e si oltrepassino i limiti massimi, il programma emette il messaggio "Rapporto di armatura eccessivo" (RAe) sullo schermo, indicandolo anche schermo nella relazione di calcolo.

In tal caso si deve incrementare la sezione in calcestruzzo; se non si trova un'armatura all'interno delle tabelle che verifichi per le azioni interne di calcolo, si cerca un'armatura calcolata dal programma, fino quando lungo le facce della sezione le armature non possano essere disposte in un unico strato, nel qual caso si mostra il messaggio: "ARMATURA MANUALE". Si devono incrementare i tipi di armatura all'interno della tabella e calcolare nuovamente il pilastro; a tale scopo, il programma dispone di un'opzione che consente di riarmare solamente i pilastri senza dover necessariamente rieseguire il calcolo della struttura completa. Alternativamente, si può aumentare la sezione del pilastro, ridimensionando automaticamente quest'ultima.

Non dimentichi che, se le modifiche apportate alle dimensioni sono notevoli, è molto conveniente ricalcolare completamente la struttura, dato che anche le rigidità sono cambiate sostanzialmente. I diametri e i passi delle staffe si stabiliscono di default conformemente alla norma selezionata, con alcune tipologie predefinite nelle tabelle di armatura che possono essere modificate da parte dell'utente, e sempre con interferi e diametri, anch'essi modificabili, che dipendono dall'armatura longitudinale.

Esistono delle tabelle di armatura in cui, a seconda dell'armatura verticale, si possono definire differenti configurazioni per la staffatura e per le legature in funzione delle dimensioni trasversali, potendo selezionare più tabelle a seconda del progetto in esame. Se una sezione presenta una staffatura che non risulta essere definita nella tabella, il programma fornisce unicamente una staffa perimetrale.

Si esegue la verifica a taglio dovuta a compressione obliqua e la verifica di rottura per trazione dell'anima, in funzio-

ne dell'armatura disposta, e si genera un messaggio di avviso nella colonna vicina a quella in cui compare la staffatura nel momento in cui entrambe le verifiche non siano soddisfatte.

Le lunghezze di sovrapposizione si calcolano come le lunghezze di ancoraggio in posizione 1 (buona aderenza) in funzione del tipo di acciaio, calcestruzzo e del fatto che si siano o meno considerate azioni dinamiche. Facoltativamente, si può applicare una riduzione alla lunghezza di ancoraggio indicata in funzione dell'armatura reale richiesta e di quella reale, senza ridurre ulteriormente quella già ridotta. Le lunghezze in questione sono modificabili.

Si ipotizza che i pilastro lavorino prevalentemente a compressione, per cui, se esistono pilastri sottoposti a trazione (tiranti), è necessario incrementare manualmente le lunghezze di ancoraggio e studiare dettagliatamente le unioni e i corrispondenti ancoraggi, realizzando i particolari complementari corrispondenti in maniera manuale.

Per quanto concerne l'armatura verticale di un pilastro, l'ultimo e il penultimo tratto si armano sulla base delle azioni interne, proseguendo verso il basso, tratto per tratto, in modo tale che l'armatura del tratto al piede non sia mai inferiore di quella disposta nel tratto immediatamente superiore, nel caso in cui si adottino i corrispondenti criteri di continuità delle barre all'interno delle **Opzioni**.

Le sezioni che si verificano al fine di ottenere l'armatura di un piano sono quelle indicate in Fig. 1.29, cioè, testa e piede di un tratto e piede del tratto superiore. Se si sono definiti carichi orizzontali sui pilastri, le verifiche si conducono in sezioni intermedie, in quanto gli involucri delle azioni interne potrebbero incrementare.

Quando esistono cambi di quota, si applica lo stesso metodo per ciascun tratto in cui è suddiviso il pilastro del piano a causa del cambio di quota stesso.

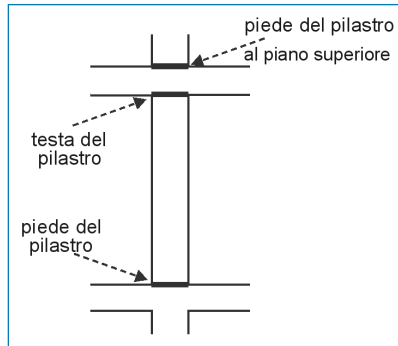


Fig. 1.29

Se si modificano le tabelle di armatura, bisogna controllare la disposizione delle staffe; se non si sono definite né staffe né armatura per la sezione del pilastro, completi le tabelle con le staffature e le legature necessarie. Controlli anche i tagli. Si effettua la verifica della staffatura disposta e si emette il seguente messaggio: 'Rae' nel caso in cui non verifichi. Se così fosse, si devono seguire i passi sotto indicati fino a che la staffatura verifichi:

- Ridurre il passo delle staffe.
- Aumentare il diametro della staffatura.
- Proporre altre disposizioni di staffe e/o bracci. In questo caso, deve modificare le tabelle di armatura e ridimensionare i pilastri.
- In determinatissimi casi, incrementare l'armatura verticale.

Si può scegliere se l'armatura sia o meno continua, così come se si debba mantenere il diametro dell'armatura in corrispondenza degli angoli o il numero e il diametro delle barre lungo le facce.

Infine, è possibile modificare la loro sezione, nel qual caso si ricalcola l'armatura, così come l'armatura verticale e le staffe.

1.12.4.1. Pilastri in acciaio

Se si sono definiti pilastri in acciaio nel progetto, si calcolano conformemente alla norma selezionata per il tipo di acciaio, sia esso laminato o saldato. I fattori di lunghezza efficaci menzionati in precedenza devono essere inseriti dall'utente. Se si adotta il criterio di mantenere il profilato esistente, non dimentichi di accertarsi che esso soddisfi tutte le verifiche.

Al contrario, se si consente al programma di disporre il profilato necessario, non dimentichi che le azioni interne di calcolo sono state ottenute con il profilato inserito inizialmente, per cui, se la variazione è notevole, è conveniente ricalcolare la struttura, dato che le azioni interne possono variare sostanzialmente.

Infine, si calcolano le piastre di ancoraggio alla base dei pilastri in acciaio, verificando le tensioni locali e globali nell'acciaio, nel calcestruzzo, nei bulloni e il punzonamento.

Se il pilastro è in falso, controlli manualmente la lunghezza dei bulloni e le condizioni di ancoraggio.

Non dimentichi di controllare tutti i parametri finora esposti anche a livello del piano in lastre e travi.

1.12.4.2. Pareti di taglio e muri in calcestruzzo armato

Noto lo stato tensionale, una volta calcolate le azioni interne per ogni combinazione, si verificano in ciascuna faccia della sezione le tensioni e le deformazioni del calcestruzzo e dell'acciaio per l'armatura disposta nelle tabelle, aumentandola in maniera sequenziale fino a trovarne una che verifichi per tutte le combinazioni. Analogamente, si verifica nel verso trasversale, calcolando l'armatura aggiuntiva se necessaria. Tale procedura si ripete per ciascun lato della parete di taglio o del muro.

Si eseguono, conformemente alla normativa selezionata, le verifiche relative ai rapporti di armatura minimi e massimi, agli interferi minimi e massimi, e le verifiche dimensionali dei lati (la larghezza di un lato deve essere maggiore di cinque volte il suo spessore), dato che se queste non sono soddisfatte, il programma emette un avviso e applica loro le limitazioni imposte ai pilastri. Si verificano le limitazioni relative alla snellezza in pareti di taglio e muri, per ciascun lato, e, nel caso in cui si eccedano, il programma emette un avviso.

Infine, è possibile consultare sullo schermo l'armatura ottenuta e gli errori derivanti dal dimensionamento. Nel momento in cui si modifichi l'armatura e/o lo spessore, si esegue una verifica e, nel caso in cui non risulti soddisfatta, il programma emette i messaggi di errore pertinenti. Se si cambiano le sezioni, il programma ridimensiona la struttura, in modo tale da ottenere una nuova armatura che viene successivamente verificata.

Nel dimensionamento di muri si include un parametro identificato con il nome di **Fattore di soddisfacimento**, che di default acquisisce un valore pari al 90% e che, in ogni caso, è possibile modificare. Se si indica un valore minore (ad esempio, 80%) e si esegue un ridimensionamento, si ottiene un'armatura leggermente inferiore e si osserva che compaiono punti rossi, che rappresentano il 20% della superficie totale del muro che non verifica con quest'armatura.

Cliccando sul pulsante **Visualizzare armature**, è possibile consultare in ciascun punto rosso l'armatura aggiuntiva che è necessario disporre in quella zona, se si desidera. La decisione di collocare o meno la suddetta armatura spetta all'utente.

È inoltre possibile modificare l'armatura direttamente e calcolare il fattore di soddisfacimento per la nuova armatura.

Quando un'armatura non verifica, il messaggio di avviso emesso dal programma si mostra in rosso.

Le sovrapposizioni in ogni piano si possono modificare e si calcolano con lunghezze differenti a seconda che siano in una zona soggetta a trazione o a compressione.

1.12.4.3. Muri in muratura

Si verificano le limitazioni relative alle tensioni di compressione e di trazione (10% della compressione) con un fattore di soddisfacimento pari all'80%.

Se non verificano, si emette un avviso nella relazione finale di calcolo.

1.12.5. Solai monodirezionali

Il calcolo dei solai monodirezionali si esegue in maniera individuale per ogni travetto sottoposto a flessione semplice. Si ottiene il valore massimo del momento flettente positivo, amplificato ed espresso in kNm. È possibile realizzare un uguagliamento a seconda dei campi a valori massimi o medi in funzione di una percentuale di differenza fra travetti adiacenti, ottenendo un'uniformità di valori a seconda dei campi.

È possibile specificare il valore dei momenti, esprimendolo mediante un nome tipo, se sono stati indicati i valori del momento sopportato per il solaio in esame. Se si eccede il valori della suddetta tabella, compare la scritta 'INSUFF'. In questo caso, è necessario ampliare la tabella specificata.

Il calcolo dei momenti negativi si conduce a flessione semplice e si ottengono delle armature superiori conformemente a una tabella di armature, le cui lunghezze soddisfano alcuni valori minimi specificati alla voce **Opzioni**, così come dei rapporti geometrici minimi di armatura. È possibile modificare e uguagliare le armature in funzione di una percentuale di differenza delle lunghezze.

Gli involucri di momenti e tagli amplificati in funzione del travetto si possono consultare sullo schermo. In corrispondenza degli estremi di un allineamento di travetti, sebbene il valore del momento negativo sia nullo, si dimensiona un'armatura in grado di sopportare un momento che è una percentuale del massimo momento positivo in campata (la invitiamo a consultare **Opzioni**).

È possibile definire dei momenti minimi positivi e negativi per l'intera struttura o per un campo specifico.

Posto che si può consultare il valore dei momenti positivi, il programma non esegue la verifica relativa al fatto che si richieda o meno armatura di compressione in campata. Infine, non dimentichi che il valore dei tagli agli estremi dei travetti riportato negli esecutivi è amplificato e si mostra per metro di larghezza.

Per quanto concerne la freccia, essa si verifica conformemente alla norma a seconda del fatto che si tratti di un travetto armato o precompresso.

La invitiamo a consultare il capitolo **6. Solai monodirezionali con travetti** di questa memoria di calcolo per ottenere maggiori informazioni al riguardo.

1.12.6. Solai misti

La procedura di calcolo è stata illustrata precedentemente al capitolo **1.9. Inserimento di dati** del presente manuale.

1.12.7. Solai a piastre alleggerite

Si spiega la procedura di calcolo nella sezione **Inserimento di dati** di questo manuale.

1.12.8. Solai in getto pieno

1.12.8.1. Armatura base

Facoltativamente, è possibile inserire armature basi superiori e inferiori, longitudinali e trasversali, che possono essere differenti tra di loro, definibili e modificabili attraverso una tabella di armatura. L'armatura base, se definita, è sempre collaborante; si può aumentare, se richiesto dal calcolo, a flessione per soddisfare alcuni rapporti minimi di armatura specificati alla voce **Opzioni**.

Esiste un'opzione che consente di specificare tale armatura nei disegni esecutivi; essa è importante, sia nell'esploso di armature che nei computi materiali. Nel caso in cui si decida di specificarla, si mostra insieme alle armature aggiuntive, interrompendosi e sovrapponendosi ove richiesto, come se si trattasse di un'ulteriore armatura. Nel momento in cui si decida di non specificarla, non si disegna e non si contabilizza, ma si indicano solamente il suo diametro e il suo interfero. Pertanto, in questo caso, si deve completare con i particolari che si reputino opportuni, sia in pianta che nei computi materiali.

1.12.8.2. Armatura longitudinale aggiuntiva

In ogni punto della mesh sono noti i momenti flettenti nelle due direzioni e il momento torcente. In linea generale, le direzioni principali della lastra non coincidono con le direzioni dell'armatura. Applicando il metodo di Wood, noto a livello internazionale, che tiene in considerazione l'effetto della torsione per ottenere il momento in ciascuna direzione specifica, si effettua una ridistribuzione trasversale in ciascun nodo e in quelli ad essi adiacenti a sinistra e a destra in una striscia di un metro di larghezza. In ogni nodo, si sommano le azioni interne agenti e quelle ridistribuite, a partire dalle quali si ricava l'area richiesta sia superiormente che inferiormente in ciascuna direzione, specificata per metro di larghezza essendo divisa per la dimensione della mesh o per

la distanza tra i nodi, al fine di ottenere un valore omogeneo e paragonabile in tutti i nodi.

Si verifica il soddisfacimento dei rapporti geometrici minimi di armatura, superiormente, inferiormente e globalmente, analogamente ai rapporti geometrici e meccanici della faccia sottoposta a trazione e, inoltre, che l'armatura in una direzione rappresenti una determinata percentuale dell'armatura nell'altra direzione, tutto quanto esposto conformemente a quanto definito nelle opzioni attive.

Sulla base di quanto illustrato, si ottengono degli involucri di rapporti di armatura e dell'area necessaria in ogni direzione per metro di larghezza e si calcolano le armature aggiuntive longitudinali conformemente alle tabelle di armatura definite. Il punto in cui le barre si interrompono si realizza aumentando la suddetta lunghezza di una quantità pari alla lunghezza netta ridotta di ancoraggio, in funzione della sua posizione (I o II) e del decalage del diagramma in funzione dell'altezza utile e conformemente alla norma.

Il soddisfacimento dei diametri massimi e degli interferri si esegue attraverso le tabelle di armatura, in cui si specificano i diametri e gli interferri per una serie di altezze. La considerazione della torsione è facoltativa, nonostante si raccomandi in linea generale di tenerla sempre in considerazione.

1.12.8.3. Armature predeterminate

Si tratta di armature, siano esse superiori o inferiori disposte e in qualsiasi direzione, di diametro e lunghezza prestabilite dall'utente, che si sottraggono dalla zona di influenza dell'armatura aggiuntiva da disporre. Risulta molto utile in zone ad elevata concentrazione di azioni interne note, quali le zone superiori in supporti, consentendo al resto dell'armatura di essere maggiormente uniforme.

Le piastre di fondazione si trattano esattamente nella stessa maniera dei solai in getto pieno appartenenti alla struttura in elevazione per quanto riguarda il progetto delle armature.

1.12.8.4. Armatura trasversale

Punzonamento

In superfici parallele a bordi di elementi di appoggio, considerando come tali pilastri, pareti di taglio, muri, travi e appoggi fissi, e in corrispondenza di una distanza pari a metà altezza utile ($0,5d$), si verifica la tensione limite di punzonamento, conformemente alla norma. Non dimentichi che la verifica a punzonamento è una verifica delle tensioni tangenziali, ottenute a partire dai tagli nei nodi prossimi, interpolando linearmente nei punti di intersezione del perimetro di punzonamento.

Il suddetto approccio è corretto da un punto di vista teorico, basandosi su una verifica delle tensioni tangenziali, che risolve il problema nella sua generalità e non coincide con l'approccio offerto da formulazioni appartenenti a differenti normative che contemplano formule dipendenti dall'azione assiale e dal momento flettente agenti, con formule semplificate che risolvono unicamente problemi o casi particolari.

Se la verifica a punzonamento non risulta soddisfatta, compare una linea rossa che indica che si è superato il limite relativo alla massima tensione di punzonamento cui è associato il messaggio 'INSUFF'. In questo caso, si deve incrementare l'altezza, la dimensione dell'appoggio o la resistenza del calcestruzzo.

Se si eccede la tensione limite in assenza di armatura trasversale, bisogna disporre armatura aggiuntiva trasversale. Si indicano il numero e il diametro dell'armatura aggiuntiva da disporre sottoforma di bracci verticali, che devono essere disposte a intervalli ben precisi, dipendenti dal numero di bracci posizionati in una data lunghezza.

Il progettista, in tal caso, deve disporre bracci verticali aventi la forma costruttiva che considera più adeguata per il progetto (Fig. 1.30), in modo tale che la loro distanza non ecceda 0.75 volte l'altezza utile o la sezione equivalente, posizionate tra l'armatura superiore e quella inferiore.

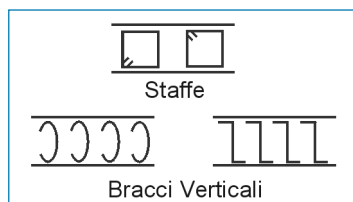


Fig. 1.30

Nelle zone in cui sono definite travi, in spessore o fuori spessore di solaio, le tensioni tangenziali sono assorbite dalle staffe. Pertanto, esse si calcolano solo in lastre e in superfici parallele ai lati delle travi.

Taglio

A partire dalla sezione di verifica a punzonamento ($0.5d$) e in superfici parallele situate a una distanza pari a $0.75d$, si esegue la verifica a taglio in tutta la superficie della lastra, fino a quando tutte le superfici sono irradiate a partire dai bordi del sostegno. Se è necessario rinforzare, si indicano il numero e il diametro delle armature aggiuntive da disporre nella stessa maniera indicata per l'armatura a punzonamento.

Analogamente a quanto esposto nel paragrafo precedente, se la verifica non è soddisfatta, appare una linea rossa che indica che si è superato il limite relativo alla massima tensione di punzonamento, cui è associato il messaggio 'INSUFF'. In questo caso, si deve incrementare l'altezza, la dimensione dell'appoggio o la resistenza del calcestruzzo.

Le piastre di fondazione si trattano esattamente nella stessa maniera dei solai in getto pieno appartenenti alla struttura in elevazione per quanto riguarda il progetto delle armature.

Uguagliamento delle armature

Prima o dopo il calcolo, si possono definire delle linee o dei rettangoli, in qualsiasi direzione, che consentono di uguagliare l'armatura al valore massimo in termini di quantitativo di acciaio e di lunghezza nella zona in esame. Il programma contempla un'opzione per l'**uguagliamento automatico** dell'armatura superiore in pilastri nelle aree adiacenti ai pilastri indicati.

È possibile definire linee di flessione, che si devono usare prima del calcolo e introdurre nelle direzioni di appoggio.

Queste linee si assumono come se fossero punti in cui i momenti negativi sono massimi, e, pertanto, come luogo ideale per realizzare le sovrapposizioni dell'armatura inferiore, se richiesta. Le lunghezze delle armature aggiuntive superiori si calcolano conformemente ad alcuni valori minimi espressi in termini percentuali della distanza tra le linee (luce della campata) e le armature si sovrappongono, se possibile, in corrispondenza di tali linee.

Infine, il progettista può sempre modificare a suo giudizio il diametro e l'interfero dell'armatura aggiuntiva, e modificare e disporre inoltre le piegature superiori e inferiori.

Ancoraggio delle armature in travi o appoggi

Le lunghezze di ancoraggio si misurano a partire dal bordo di appoggio con la lastra. Controlli le lunghezze nel caso particolare in cui i bordi siano larghi, in quanto è possibile che non interessino completamente tutta la trave e risultino parzialmente ancorate, dovendole prolungare.

Le piastre di fondazione si trattano esattamente nella stessa maniera dei solai in getto pieno appartenenti alla struttura in elevazione per quanto riguarda il progetto delle armature.

Il programma contempla un'opzione tramite cui è possibile ottenere un'armatura media uniforme in ogni direzione in lastre appoggiate su travi.

1.12.9. Solai nervati

I criteri relativi ai solai nervati sono gli stessi di quelli indicati per i solai in getto pieno, con le differenze sotto espone.

1.12.9.1. Armatura base

Si può definire o meno un'armatura base, distinguendo a tale scopo la zona piena da quella alleggerita.

Armatura base in zone piene (abachi)

Il programma dispone di default un'armatura base composta da 2 tondini, conformemente alle tabelle in esso contemplate, che si estende da bordo a bordo dell'abaco, distribuita tra gli assi delle nervature e che collabora sempre quando si considera.

Questa armatura non si contabilizza e non si disegna nella corrente versione di **CYPECAD**. Pertanto, il progettista deve fornire un particolare tipo di tale armatura base, anche chiamata 'di montaggio di abachi', che completi l'informazione contenuta negli esecutivi, nonostante sia possibile specificarla nella tabella di caratteristiche.

Armatura base in nervature

Di default non si considera, per cui si deve scegliere e determinare in ogni direzione. All'interno del programma sono disponibili alcune tabelle di armatura che consentono di definirla e di indicare come combinarla nelle armature aggiuntive da disporre nelle nervature. Se nelle **Opzioni** si in-

dica che si specifichi, essa si disegna e si contabilizza nel computo materiali, altrimenti è possibile solamente disporre un'etichetta generica che non viene né disegnata né contabilizzata nel computo materiali.

1.12.9.2. Armatura longitudinale aggiuntiva

Si applicano gli stessi criteri considerati nel caso di solai in getto pieno, con la differenza che l'armatura si concentra nelle nervature. In primo luogo si devono raggruppare gli involucri degli elementi adiacenti alle nervature per il calcolo concentrato dell'armatura nella posizione occupata dalla nervatura.

1.12.9.3. Armatura trasversale

Nelle aree occupate dagli abachi o zone piene di pilastri, si esegue un calcolo identico a quello effettuato per solai in getto pieno nei confronti di taglio e punzonamento.

Nelle nervature delle zone alleggerite si esegue una verifica a taglio ogni $0,75d$. Se si rende necessario rinforzare, il programma dispone un numero di bracci verticali di diametro e interferro opportuni, che vengono in seguito indicati nei disegni esecutivi e sullo schermo.

Non dimentichi che, sia a taglio che a punzonamento, si ottiene un'armatura aggiuntiva locale, che si deve controllare per renderla uniforme e costruttiva, mediante bracci verticali, staffe o barre inclinate. Si raccomanda di consultare i particolari costruttivi di CYPE.

1.12.9.4. Uguagliamento delle armature

È possibile eseguire gli stessi uguagliamenti indicati per solai in getto pieno, concentrando l'armatura nelle nervature dimensionate.

1.13. Deformazioni in travi

Facoltativamente si possono definire i seguenti limiti relativi alla freccia:

- Freccia istantanea:
 - Peso proprio
 - Carico di esercizio
 - Totale
- Freccia totale a lungo termine
- Freccia attiva

Di ciascuna di esse si può limitare il valore relativo L/xxx o $L/xxx + xx$ cm, o la freccia assoluta, espressa in centimetri.

Ogni norma stabilisce limiti differenti, nonostante l'utente sia libero di modificarli come ritiene più opportuno.

Tra tutte le frecce, le più comuni sono quella attiva e quella a lungo termine.

Per la determinazione della freccia attiva e di quella totale a lungo termine, nelle opzioni sono indicati i coefficienti da applicare a seconda del processo costruttivo, sia per carichi permanenti che per carichi di esercizio, i quali moltiplicano le frecce istantanee per ottenere le frecce differite.

La freccia totale è data dalla somma delle frecce istantanee e di quelle differite.

La freccia massima attiva e totale in travi si determinano usando il metodo della doppia integrazione di curvature. Analizzando una serie di punti si ricavano l'inerzia lorda, fessurata, omogeneizzata e la rotazione in funzione delle ipotesi di carico considerate, calcolata a partire dal diagramma di variazione di curvature.

Il programma calcola le azioni interne e gli spostamenti in funzione delle ipotesi di carico considerate, a partire dal

modulo di elasticità longitudinale secante del calcestruzzo; quest'ultimo si deve correggere mediante i corrispondenti coefficienti definiti nelle opzioni relative al processo costruttivo da applicare alle deformazioni istantanee e differite.

La prima freccia ottenuta, definita attiva, è l'istantanea più la differita dovuta ai carichi permanenti e ai carichi variabili (in seguito alla costruzione dei tramezzi). I coefficienti che dipendono dal processo costruttivo (o amplificativi della freccia istantanea) per il calcolo delle deformazioni in travi si possono consultare nelle opzioni generali del programma, analogamente ai valori di default.

La freccia attiva calcolata dal programma è data dalla somma della freccia dovuta ai carichi permanenti (f_g) e di quella imputabile ai carichi variabili (f_q), entrambi amplificati per i rispettivi coefficienti:

$$f_A = \alpha_g \cdot f_g + \alpha_q \cdot f_q$$

dove:

α_g : Coefficiente amplificativo del carico permanente

α_q : Coefficiente amplificativo del carico variabile

È possibile cambiare tali valori in funzione delle percentuali di ciascuna frazione dei carichi definiti come permanenti e variabili all'interno del dialogo **Opzioni relative a travi**, Freccia attiva e totale a lungo termine – Processo costruttivo, analogamente ai coefficienti usati per valutare il loro effetto istantaneo o differito.

La freccia totale a lungo termine è data dalla somma della freccia attiva e di quella prodotta fino al momento della costruzione dell'elemento danneggiabile (abituamente un tramezzo).

Si raccomanda di consultare la relativa normativa di applicazione con la rispettiva bibliografia, e aziende che gestiscono progetti per una corretta definizione di tali coefficienti, dato che esiste una serie di fattori che influenzano note-

volmente il valore della freccia, quali il processo costruttivo, il livello di umidità e temperatura durante il getto, la stagionatura del calcestruzzo, il tempo di scassatura, ecc..Pertanto, i valori indicati nel programma sono orientativi e si possono usare per condizioni favorevoli abituali di costruzione.

1.14. Deformazioni in solai

1.14.1. Solai monodirezionali

Sia per solai a piastre alleggerite che per solai monodirezionali si applica quanto esposto per le travi, nonostante sia possibile impostare una serie di valori differenti rispetto a quelli definiti per queste ultime alla voce **Opzioni relative a solai**. Le rigidzze considerate per elementi prefabbricati si ottengono dalle loro schede tecniche di caratteristiche, mentre negli altri casi si calcolano le inerzie equivalenti.

1.14.2. Solai misti

La invitiamo a consultare il capitolo **9. Solai misti** della presente memoria di calcolo, oltre a quanto indicato nel punto precedente.

1.14.3. Solai in getto pieno e solai nervati

In qualsiasi nodo della mesh di tutti i piani si forniscono i valori degli spostamenti in funzione delle ipotesi semplici considerate (quelle definite nel progetto: carichi permanenti o peso proprio; carichi variabili, che includono sovraccarichi di uso generale; vento e sisma). In particolare, è possibile ottenere il massimo spostamento in funzione delle ipotesi di carico per ogni solaio.

Rimane a giudizio del progettista stimare la freccia attiva sulla base dei coefficienti di scorrimento che ritiene più opportuni, e a partire dalla determinazione manuale delle frecce istantanee note, dedotte dagli spostamenti verticali forniti dal programma in funzione delle ipotesi di carico.

Non dimentichi che in una lastra gli spostamenti verticali sono assoluti, vale a dire, se consulta un nodo prossimo a un pilastro o a un supporto, può rendersi conto che anch'esso presenta spostamenti verticali (in direzione dell'asse z). Inoltre, per determinare la freccia tra due supporti, deve sottrarre gli spostamenti dei supporti stessi, dato che la freccia è un abbassamento relativo rispetto agli appoggi estremi, o punti di inflessione in una data direzione inflessione della deformazione. Questo effetto è notevole per i piani più alti degli edifici a causa dell'accorciamento elastico dei pilastri in calcestruzzo.

Se gli spostamenti dei pilastri sono di scarsa entità, è possibile stimare la somma degli spostamenti dovuti a carichi gravitazionali verticali (permanenti peso proprio + carichi di esercizio) moltiplicati per un valore compreso tra 1,5 e 4, a seconda del processo costruttivo e del tipo di freccia da determinare. In questo modo, si ottengono dei valori approssimati nella pratica comune del calcolo di edifici.

Nota la freccia assoluta, si può determinare la freccia relativa (L/xxx), tenendo in considerazione gli appoggi delle zone adiacenti al punto di massima freccia assoluta e assumendo la luce minore tra tutte quelle possibili.

1.14.4. Freccia tra due punti

1.14.4.1. Inserimento

Contrassegnando nella vista in pianta di un solaio in getto pieno o alleggerito un punto iniziale e un punto finale, comparire una linea gialla continua che unisce i due punti in questione; lungo e al di sotto di quest'ultima si mostrano gli spostamenti verticali di tutti i punti. La linea blu più o meno sinuosa mostra la deformata del solaio, per un'ipotesi di carico semplice, per una combinazione di ipotesi o per la combinazione più sfavorevole (G+Q) di spostamenti amplificata.

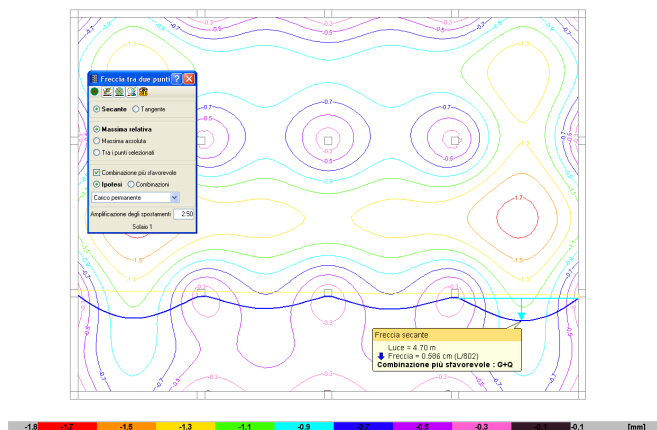


Fig. 1.31

Nel momento in cui si visualizza in pianta la distribuzione dei supporti o appoggi e si contrassegnano due punti per il calcolo della freccia, si può osservare che nelle zone prossime agli appoggi compaiono convessità mentre nelle zone centrali della campata concavità.

Dando un primo sguardo alla distribuzione degli isovalori degli spostamenti, è logico in primo luogo visualizzare i diagrammi degli spostamenti in direzione Z (verticale) corrispondenti all'ipotesi di carico permanente G (che, abitual-

mente, rappresenta la percentuale maggiore) e all'ipotesi di carico di esercizio Q e, secondariamente, visualizzare gli spostamenti dovuti alla combinazione di ipotesi G+Q al fine di osservare dove si verificano i valori massimi, che abitualmente coincidono con le zone di maggior concavità.

In una lastra bidirezionale, non è noto a priori se la zona di massima concavità coincide con quella in cui la freccia assoluta è massima, anche se così dovrebbe essere. L'abbassamento in corrispondenza degli appoggi, abitualmente, è di scarsa entità, per cui si consiglia vivamente di concentrare l'attenzione sulle zone in cui si visualizzano i suddetti valori massimi. Inoltre, sussiste l'incertezza circa in quale direzione (X, Y, diagonale) si debbano contrassegnare i punti al fine di ottenere la freccia massima relativa; tuttavia, osservando la pianta di un piano, si può affermare che essa coincide con la direzione in cui la distanza tra i due punti del perimetro della concavità è la più piccola.

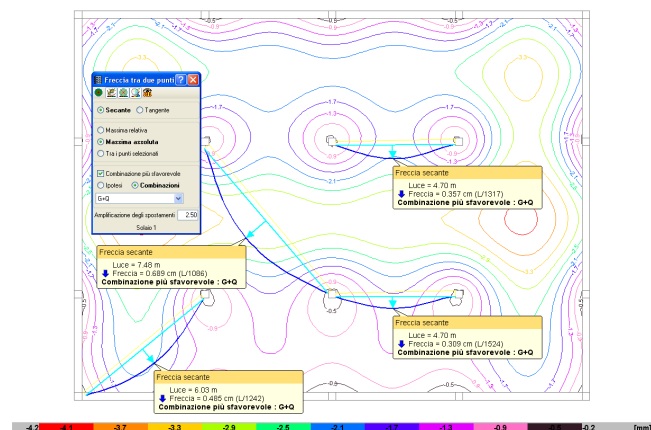


Fig. 1.32

In generale, conviene contrassegnare i punti secondo quanto appena affermato.

Nel seguito si mostra un semplice esempio al fine di rendere maggiormente comprensibile quanto esposto finora. I dati sono i seguenti:

- Luce principale = 6.50 m
- Campata esterna
- Distribuzione approssimata dei momenti:

Momento negativo

in corrispondenza dell'appoggio interno $M^- = \frac{pl^2}{10}$

Momento positivo in campata $M^+ = \frac{pl^2}{17}$

Momento negativo

in corrispondenza dell'appoggio esterno $M^- = \frac{pl^2}{30}$

1.14.4.2. Primo caso: Solaio in getto pieno

Si assume un'altezza pari a 26 cm, per cui la sua snellezza vale: $L/h = 650/26 = 25$. In seguito, si deve verificare la sua freccia; secondo le tabelle 50.2.2.1.a della norma spagnola EHE-08, il valore della snellezza è pari a 23 (per elementi debolmente armati), per cui verifica.

Si analizza in maniera approssimata, sia per quanto concerne le caratteristiche della sezione che per l'ottenimento delle azioni interne, una sezione di un metro di larghezza. Sebbene la distribuzione in una lastra su appoggi isolati non sia uniforme, nel seguito si considera tale al fine di semplificare l'analisi.

L'inerzia della sezione lorda del solaio in getto pieno è pari a $I_b = bh^3/12$, pertanto, nel nostro caso, $I_b = 100 \cdot 26^3/12 = 146466.67 \text{ cm}^4$. Mediante tale valore si calcolano le rigidità nel modello e si ottengono gli spostamenti elastici istantanei per ciascuna ipotesi di carico e combinazione selezionata.

Per determinare la freccia tra due punti a partire dagli spostamenti, bisogna sottrarre lo spostamento dei punti iniziale e finale.

Nel grafico si mostra una retta che passa per i due punti in questione (secanti) o una tangente al punto iniziale (tangente), a seconda della selezione eseguita; la freccia si misura rispetto a tale retta.

I valori mostrati sono:

- Luce L
- Freccia assoluta
- Freccia relativa rispetto a : $\begin{cases} L \text{ (secante)} \\ 2L \text{ (tangente)} \end{cases}$
- Combinazione più sfavorevole G+Q ottenuta a partire dalle combinazioni di "Spostamenti" selezionati nei dati generali del progetto. Si considerano unicamente le ipotesi di natura gravitazionale G e Q (attivate di default); si può inoltre selezionare in funzione delle ipotesi di carico o della combinazione di ipotesi.

Si mostra un valore di "Amplificazione degli spostamenti" = 2.50 (valore di default), che moltiplica gli spostamenti.

Questo fattore di amplificazione deve essere incorporato e deve tenere in considerazione tutti i parametri relativi a:

- Tempo di scasseratura
- Processo costruttivo
- Fenomeni termici
- Fenomeni reologici (scorrimento, ritiro)

A partire dalla freccia istantanea elastica, è possibile calcolare la freccia totale o freccia attiva (in seguito alla costruzione degli elementi danneggiabili, ad esempio tramezzi o pavimentazioni rigide senza giunti) basandosi sulla stima dei parametri citati in precedenza. Digitando il valore adeguato, si ottiene la freccia che si stava cercando da paragonare con i limiti forniti dalla normativa.

Si ipotizzi un processo costruttivo abituale, con i carichi corrispondenti:

- Peso proprio della lastra ($h=26$ cm) = 6.5 kN/m² scassata a 28 giorni (1 mese)
- Tramezzi = 1 kN/m² costruiti a 60 giorni (2 mesi)
 - Pavimentazione = 1 kN/m² realizzata a 120 giorni (4 mesi)
 - Carico di esercizio = 2 kN/m²
 - Materiali = calcestruzzo armato-25 ($f_{ck}=25$ MPa) e acciaio B500 ($f_{yk}=500$ MPa), condizioni medie di temperatura e umidità durante il processo costruttivo e vita utile.

A partire dai diagrammi di una campata esterna (come se si considerassero telai virtuali), si determinano il diagramma dei momenti flettenti e l'armatura richiesta.

$$M_{\text{sin}}^- = [1.35 \times 8.5 + 1.5 \times 2] \times \frac{6.5^2 \times 2 \times 0.76}{10} =$$

$$= 14.475 \times \frac{42.25 \times 2 \times 0.76}{10} = \frac{930.2}{10} = 93.02 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

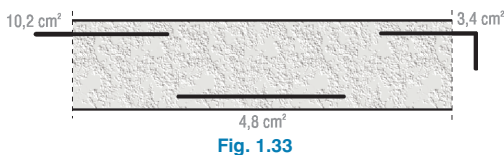
Pertanto, si fornisce un'area approssimata pari a:

$$A_{\text{s nec}} = 10.2 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$M_{\text{centr}}^+ = \frac{14.475 \times 42.25 \times 2 \times 0.6}{17} =$$

$$= 43.16 \text{ kN} \cdot \text{m} \rightarrow A_{\text{s nec}}^+ = 4.8 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$M_{\text{dest}}^- = \frac{930.2}{30} = 31 \text{ kN} \cdot \text{m} \rightarrow A_{\text{s nec}} = 3.4 \text{ cm}^2 / \text{m}$$



Si calcola ora il momento di fessurazione:

$$M_{\text{fess}} = f_{\text{ct,m,fl}} \cdot W_I$$

$$f_{\text{ct,m,fl}} = \max \left\{ \left(1.6 - \frac{h}{1000} \right) \cdot f_{\text{ct,m}}; f_{\text{ct,m}} \right\}$$

Dove $f_{\text{ct,m,fl}}$ rappresenta la resistenza media del calcestruzzo a flessotrazione e $f_{\text{ct,m}}$ la resistenza media del calcestruzzo a trazione, di valore pari rispettivamente a:

$$f_{\text{ct,m}} = 0.3 f_{\text{ck}}^{2/3} = 0.3 \times 25^{2/3} = 2.565 \text{ N/mm}^2$$

$$1.6 - \frac{260}{1000} = 1.6 - 0.26 = 1.34$$

$$f_{\text{ct,m,fl}} = 1.34 \times 2.565 = 3.437 \text{ N/mm}^2$$

$$W_I = \frac{bh^2}{6} = 1000 \times \frac{260^2}{6} = 11266667 \text{ mm}^3$$

$$M_{\text{fess}} = 3.437 \times 11266667 \times 10^{-6} \text{ kN} \cdot \text{m} = 38.72 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Ci si pone dal lato della sicurezza considerando i momenti di servizio dovuti al carico totale:

$$M_{\text{sin}}^- = \frac{10.5 \times 42.25 \times 2 \times 0.76}{10} =$$

$$= 67.4 > 38.72 \text{ kN} \cdot \text{m} \text{ Fessura}$$

$$M_{\text{centr}}^+ = \frac{10.5 \times 42.25 \times 2 \times 0.6}{17} =$$

$$= 31.3 < 38.72 \text{ kN} \cdot \text{m} \text{ Non fessura}$$

$$M_{\text{dest}}^- = \frac{10.5 \times 42.25 \times 2 \times 0.76}{30} =$$

$$= 22.48 < 38.72 \text{ kN} \cdot \text{m} \text{ Non fessura}$$

Per determinare l'inerzia fessurata I_{fess} e l'inerzia equivalente di Branson I_e :

$$I_e = \left(\frac{M_{fess}}{M_a}\right) \cdot I_l + \left[1 - \left(\frac{M_{fess}}{M_a}\right)^3\right] \cdot I_{fess}$$

- dove:
 I_e : Inerzia equivalente
 M_{fess} : Momento di fessurazione
 M_a : Momento agente sulla sezione
 I_l : Inerzia lorda
 I_{fess} : Inerzia fessurata

Quanto esposto può essere eseguito sulle 3 sezioni oggetto di studio:

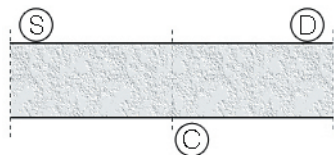


Fig. 1.34

L'inerzia media equivalente della campata si determinerà come:

$$I_e = \frac{(I_e^S + I_e^D)/2 + I_e^C}{2} = 122\,768\text{ cm}^4$$

dove:

$$I_e^S = \left(\frac{38.72}{67.4}\right)^3 \times 146\,466 + \left[1 - \left(\frac{38.72}{67.4}\right)^3\right] \times 29\,584 = 51\,744\text{ cm}^4$$

Si ipotizza, in questo caso, di ridurre l'inerzia equivalente al valore $I_e \approx 0.66 \cdot I_l$. In altre parole, al valore delle frecce elastiche fornito dal programma bisogna applicare un coefficiente correttivo dovuto alla fessurazione delle sezioni, indicato con K_e , il cui valore è pari a:

$$K_e = \frac{I_l}{I_e} = \frac{I_l}{0.66 I_l} = \frac{1}{0.66} \approx 1.50$$

Se si applica il metodo descritto nella norma spagnola EHE-08 (simile ad ACI-08), in cui si ipotizza che la freccia differita sia proporzionale a quella istantanea per mezzo di un fattore λ il cui valore è:

$$\lambda = \frac{\xi}{1 + 50 \cdot \rho}$$

- ξ : Coefficiente che dipende dalla durata di applicazione del carico
 ρ : Rapporto medio di armatura compressa

Se nella lastra si dispongono una rete elettrosaldata superiore e una inferiore che coprano almeno l'1‰ ($\rho = 0.001$), ξ assumerebbe i valori seguenti:

t	ξ
$\infty \geq 5$ anni	2.0
1 anno	1.4
6 mesi	1.2
1 mese	0.7
2 settimane	0.5

$$\lambda = \frac{1}{1 + 50 \times 0.001} \cdot \xi = 0.95 \xi$$

Si prende ora in considerazione il processo costruttivo e le frecce che si producono.

In primo luogo, si ipotizza la freccia totale:

Carico permanente	Valore	t	ξ	$\xi = \xi(\infty) - \xi(t)$
	kN/m^2	giorni		
Peso proprio	6.5	28	$2 - 0.7 = 1.3$	t: istante in cui agisce il carico
Tramezzi	1.0	60	$2 - 0.8 = 1.2$	
Pavimentazione	1.0	120	$2 - 1 = 1$	
Carichi di esercizio	1.0	365	$2 - 1.4 = 0.6$	

Secondariamente:

$$\delta_{\text{medio}} = \frac{1.3 \times 6.5 + 1.2 \times 1 + 1 \times 1}{6.5 + 1 + 1}$$

Con il carico di esercizio considerato ipotizzato applicato all'anno [$\xi(1) = 1.4$] ed essendo consapevoli che solamente la parte quasi permanente produce una freccia differita (per ambienti ad uso residenziale $\Psi_2 = 0.3$), si otterrebbe:

$$\text{Carico} = 2 \times \psi = 2 \times 0.3 = 0.6$$

$$\xi = \xi(2) - \xi(1) = 2 - 1.4 = 0.6$$

Applicandolo in totale:

$$\begin{aligned} \xi_{\text{medio}} &= \frac{1.3 \times 6.5 + 1.2 \times 1 + 1 \times 1 + 2 \times 0.3 \times 0.6}{6.5 + 1 + 1} = \\ &= \frac{11.01}{10.5} \approx 1.05 \end{aligned}$$

Da cui: $\lambda = 1.05 \times 0.95 \approx 1.00$

Per ottenere la freccia istantanea corretta mediante la riduzione dell'inerzia dovuta alla fessurazione, il valore della freccia istantanea δ_i viene moltiplicato per K_e :

$$\delta_{\text{ist}} = K_e \cdot \delta_i = 1.50 \delta_i$$

D'altra parte, per la freccia totale differita si è ottenuto un coefficiente $\lambda = 1.00$, per cui:

$$\delta_{\text{dif}} = \lambda \cdot \delta_{\text{ist}} = 1.00 \cdot \delta_{\text{ist}}$$

E la freccia totale è:

$$\begin{aligned} \delta_{\text{tot}} &= \delta_{\text{ist}} + \delta_{\text{dif}} = \\ &= 1.5 \delta_i + 1.00 \times 1.5 \delta_i = 3.00 \delta_i \end{aligned}$$

Il valore 3.00 è precisamente il coefficiente indicato come "Amplificazione degli spostamenti" (il cui valore di default è 2.5).

Nella presente memoria di calcolo si è affermato che tale valore può essere compreso tra 2.5 e 3.0 a seconda del processo costruttivo.

Nell'esempio corrente si è visto che il valore è 3.00, che si deve inserire nella casella per consultare la freccia totale e visualizzare i risultati selezionati tra due punti.

Analogamente, per determinare la freccia attiva, che in questo caso è quella che si produce in seguito alla costruzione degli elementi danneggiabili, si dovrebbe sottrarre quella che nasce prima della sua costruzione. A tale scopo, in questo esempio, è necessario eliminare la freccia istantanea dovuta al peso proprio del solaio e quella differita a partire dal momento di scasseratura fino alla costruzione dei tramezzi a 60 giorni. Pertanto, $\xi_{s,\text{peso}} = (2 - 0.8) = 1.2$, e quindi:

$$\begin{aligned} \xi_{\text{medio}} &= \frac{1.2 \times 6.5 + 1.2 \times 1 + 1 \times 1 + 2 \times 0.3 \times 0.6}{6.5 + 1 + 1 + 2} = \\ &= \frac{10.36}{10.5} = 0.987 \end{aligned}$$

$$\lambda = \xi_{\text{princ}} \times 0.95 = 0.987 \times 0.95 = 0.93$$

Pertanto, la freccia differita sarà $\delta_{\text{dif}} = 0.93 \delta_{\text{ist}}$

Per quanto riguarda la freccia istantanea da considerare, si deve rimuovere la parte corrispondente dovuta al peso proprio. Da qui deriva la proporzione tra i carichi senza considerare il peso proprio e i carichi totali:

$$\% \delta_i = \frac{1.0 + 1.0 + 2.0}{6.5 + 1.0 + 1.0 + 2.0} = \frac{4}{10.5} = 0.38$$

Pertanto:

$$\delta_{\text{ist}} = 0.38 \times 1.5 \times \delta_i$$

$$\begin{aligned} \delta_{\text{attiva}} &= 0.38 \times 1.5 \delta_i + 0.93 \times 1.5 \delta_i = \\ &= (0.38 \times 1.5 + 0.93 \times 1.5) \delta_i = 1.965 \delta_i \end{aligned}$$

Questo è il valore da inserire nel riquadro “Amplificazione degli spostamenti” per ottenere la freccia attiva.

Evidentemente, si può notare che per i carichi previsti e per le tempistiche di esecuzione, arrotondando a valori interi, un solaio in getto pieno presenta una freccia attiva dell'ordine di 2 volte la freccia elastica istantanea determinata usando la sezione lorda e una freccia totale dell'ordine di 3 volte la freccia istantanea in maniera approssimata.

1.14.4.3. Secondo caso: Solaio nervato con casseforme a perdere

Nel seguito, si illustra una procedura simile alla precedente per un solaio nervato inserito in CYPECAD.

Si consideri un solaio nervato con casseforme a perdere la cui geometria è la seguente:

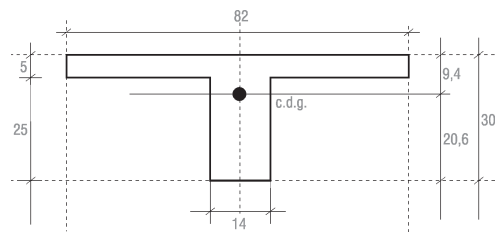


Fig. 1.35

Determinate la posizione del centro di gravità della sezione e l'inerzia della sezione lorda rispetto ad esso, si ottiene:

$$I_{\text{allegg}} = 61567 \text{ cm}^4$$

Eseguendo quanto appena esposto per gli abachi, che si può considerare alla stregua di un solaio in getto pieno con altezza pari a 30 cm e larghezza pari a 82 cm:

$$I_{\text{zonapiena}} = 184\,500 \text{ cm}^4$$

L'inerzia media di un tratto di sezione può essere stimata come:

$$I_{\text{media}} = \frac{61\,567 + 184\,500}{2} = 123\,033.5 \text{ cm}^4$$

Nel modello di CYPECAD, l'inerzia applicata a tutta la mesh di qualsiasi solaio nervato, sia essa in zona piena o in zona alleggerita, è la stessa e si assume pari alla metà di quella di una zona piena, che in questo caso vale:

$$I_{\text{modello}} = \frac{I_{\text{zonapiena}}}{2} = \frac{184\,500}{2} = 92\,250 \text{ cm}^4$$

Tramite tale inerzia si determinano gli spostamenti elastici per ciascuna ipotesi di carico.

Il passo seguente consiste nel verificare se le sezioni vanno o meno incontro a fessurazione a causa degli sforzi agenti e nello stabilire l'inerzia equivalente.

Nella zona piena il momento di fessurazione vale:

$$M_{fess}^- = 40.96 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{fesscamp}^+ = 10.27 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

I momenti agenti sulla struttura sono:

Peso proprio del solaio: (*)	4.6 kN/m ²
Tramezzi:	1.0 kN/m ²
Pavimentazione:	1.0 kN/m ²
Carico di esercizio:	2.0 kN/m ²
	8.6 kN/m ²

(*) Si è tenuta in considerazione la zona alleggerita, in quanto la zona piena presenta scarsa un'influenza sui momenti agenti.

I momenti nelle nervature in un'ipotetica larghezza del supporto si possono stimare come:

$$\begin{aligned} M_{sin}^- &= 8.6 \times \frac{6.50^2}{10} \times 0.82 \times (2 \times 0.76) = \\ &= 45.2 \text{ kN}\cdot\text{m} \geq M_{fess}^- (40.96 \text{ kN}\cdot\text{m}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{destr}^- &= 8.6 \times \frac{6.50^2}{30} \times 0.82 \times (2 \times 0.76) = \\ &= 15.1 \text{ kN}\cdot\text{m} < M_{fess}^- (40.96 \text{ kN}\cdot\text{m}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{camp}^+ &= 8.6 \times \frac{6.50^2}{17} \times 0.82 \times (2 \times 0.6) = \\ &= 20.1 \text{ kN}\cdot\text{m} > M_{fess}^+ (10.27 \text{ kN}\cdot\text{m}) \end{aligned}$$

Si osserva che nelle zone soggette a momenti negativi si formano fessure di esigua entità, mentre nelle zone in cui il momento è positivo in campata nascono fessure le cui aperture sono di notevoli dimensioni.

L'inerzia equivalente della campata può essere stimata come:

$$I_e = \left(\frac{M_{fess}}{M_a} \right)^3 I_l + \left[1 - \left(\frac{M_{fess}}{M_a} \right)^3 \right] I_{fess}$$

$$\begin{aligned} I_e^C &= \left(\frac{10.27}{20.1} \right)^3 \times 61\,567 + \left[1 - \left(\frac{10.27}{20.1} \right)^3 \right] \times 27\,156 = \\ &= 31\,746 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

Nell'appoggio di destra, l'inerzia si assume uguale a quella della sezione lorda:

$$I_e^D \approx I_l^{piena} = 184\,500 \text{ cm}^4$$

e, nell'appoggio di sinistra:

$$I_e^S \approx I_l^{piena} = 145\,530 \text{ cm}^4$$

Eseguendo la media:

$$I_e^{media} = \frac{31\,746 + 165\,015}{2} = 98\,380 \text{ cm}^4$$

Analogamente all'inerzia considerata nel calcolo,

$$I_l^{modello} (92\,250) < I_e^{media} (98\,380),$$

non si applica nessuna correzione, sebbene per maggior sicurezza si assume l'inerzia equivalente $I_e = 0.8 I_l^{modello}$ amplificata per $1/0.8 = 1.25$.

Per quanto riguarda $\lambda = \frac{\xi}{1+50\rho}$, si assume, mettendosi a favore di sicurezza, che $\rho = 0$, per cui $\lambda = \xi$, e lo stesso processo costruttivo e le stesse tempistiche. Pertanto:

$$\begin{aligned}\xi_{\text{medio}} &= \frac{1.3 \times 4.6 + 1.2 \times 1 + 1 \times 1 + 2 \times 0.3 \times 0.6}{4.6 + 1 + 1 + 2} = \\ &= \frac{8.54}{8.6} \approx 1\end{aligned}$$

Si può osservare che la freccia differita è approssimativamente uguale a quella istantanea ($\delta_{\text{diff}} \approx \delta_{\text{inst}} = 1.25 \delta_i$); la freccia totale è pari a:

$$\delta_{\text{tot}} = \delta_{\text{ist}} + \delta_{\text{diff}} = 2.5\delta_i$$

dato che $\delta_{\text{ist}} = 1.25 \delta_i$

Si ottiene ora la freccia differita in seguito alla costruzione dei tramezzi:

$$\begin{aligned}\xi_{\text{medio}} &= \frac{1.2 \times 4.6 + 1.2 \times 1 + 1 \times 1 + 2 \times 0.3 \times 0.6}{4.6 + 1 + 1 + 2} = \\ &= \frac{8.1}{8.6} = 0.94\end{aligned}$$

e la freccia istantanea, senza considerare il peso proprio del solaio:

$$\% \delta_i = \frac{1.0 + 1.0 + 2.0}{8.6} = \frac{4}{8.6} \approx 0.47$$

Per cui la freccia attiva sarà:

$$\delta_{\text{att}} = 0.47 \times 1.25\delta_i + 0.94 \times 1.25\delta_i \approx 1.75\delta_i$$

Si può concludere che la freccia totale a tempo infinito in un solaio nervato si ottiene mediante un coefficiente di amplificazione degli spostamenti dell'ordine di 2.5 volte la freccia elastica istantanea fornita dal programma, mentre la

freccia attiva si ricava moltiplicando per un valore pari a 1.75 la freccia elastica istantanea.

Bisogna tenere in considerazione che i coefficienti indicati si utilizzano abitualmente per i casi più comuni in edilizia, quali quelli menzionati, per quanto riguarda le luci, le altezze, i carichi, il processo costruttivo e condizioni ambientali normali, e i tempi di scasseratura.

Se si cambiano queste condizioni, si devono logicamente applicare i corrispondenti coefficienti correttivi.

Se si verifica la freccia dovuta al comfort, è sufficiente analizzare la freccia dovuta al carico di esercizio nell'ipotesi Q.

Garantisce	Freccia	Amplificazione	SOLAIO	COMBINAZIONE
INTEGRITÀ:	ATTIVA	2.00	IN GETTO PIENO	G+Q più sfavorevole
		1.75	NERVATO	
APPARENZA:	TOTALE A TEMPO INFINITO	3.00	IN GETTO PIENO	
		2.50	NERVATO	
COMFORT:	ISTANTANEA	1.50	IN GETTO PIENO	Ipotesi Q
	DOVUTA A CARICO	1.25	NERVATO	

1.14.5. Elementi di fondazione

La invitiamo a consultare i capitoli corrispondenti a plinti, plinti su pali, travi di collegamento e cordoli di collegamento della presente memoria.

2. Piastre e travi di fondazione

2.1. Discretizzazione

La discretizzazione di piastre e travi di fondazione è la stessa di quella dei solai:

Piastre di fondazione. Mesh di elementi tipo beam di dimensioni pari a 0.25×0.25 m (grigliato con molle in corrispondenza dei nodi).

Plinti e travi di fondazione. Elementi lineari tipo beam, con nodi posti in corrispondenza delle intersezioni con altri elementi, divisi in 14 tratti con nodi, se non si intersecano con altri elementi. Nei nodi si dispongono molle.

La fondazione si considera appoggiata su un suolo elastico conformemente al modello di Winkler, basato su una costante di proporzionalità tra forze e spostamenti, il cui valore coincide con la costante di sottofondo (o, appunto, coefficiente di Winkler). Si ricorda che tale metodo non è in grado di analizzare l'interazione fra elementi di fondazione molto prossimi.

$$p = K \cdot y$$

dove:

p: Tensione ammissibile (kN/m^2)

K: Costante di sottofondo o modulo di Winkler (kN/m^3)

y: Spostamento verticale (m)

La validità di questa ipotesi è applicabile a terreni omogenei. È un dato di fatto che il cedimento provocato dalla stessa tensione trasmessa al terreno sia differente per una fondazione piccola e per una fondazione grande, per cui il modulo di sottofondo si deve applicare con precauzione. È inoltre noto che il comportamento di terreni granulari è differente da quello di terreni coesivi.

Abitualmente, si dispone di alcuni risultati derivanti da prove che, insieme alla relazione geotecnica, e nota la dimensione della fondazione o le dimensioni medie delle travi (larghezze) o plinti (lati), consentono di determinare il coefficiente di sottofondo da applicare.

Se si ha disposizione il modulo edometrico E_o , determinato in laboratorio, e se è nota la larghezza del plinto, della piastra di fondazione, la larghezza della trave di fondazione ecc., è possibile stabilire il coefficiente di Winkler K, ipotizzando infinito e omogeneo lo strato comprimibile del terreno:

$$K = \frac{2E_o}{b}$$

dove:

E_o : Modulo edometrico

b: Larghezza della fondazione

In certi casi si fornisce il modulo di sottofondo di un terreno in funzione di un test realizzato mediante una piastra di carico di dimensioni date.

2.2. Costante di sottofondo in piastre e travi di fondazione

Il modulo di sottofondo o coefficiente di Winkler è un dato da inserire nel programma, la cui determinazione si esegue mediante metodi empirici basate su prove mediante piastra di carico.

Abitualmente, se è stato condotto uno studio geotecnico, quest'ultimo dovrebbe fornire il valore esatto della costante

di sottofondo in funzione delle dimensioni della piastra di fondazione, del plinto o della trave di fondazione.

Se lo studio del terreno è stato eseguito ma il modulo di sottofondo fornito è quello corrispondente a una piastra di dimensioni 30 × 30 cm (o a una piastra di qualsiasi altre dimensioni) e non alla dimensione totale della piastra di fondazione, tenga in considerazione che:

$$K_1 \cdot d_1 = K_2 \cdot d_2$$

In altre parole, i moduli di sottofondo K_1 e K_2 determinati con piastre di diametri d_1 e d_2 verificano la relazione precedente.

Pertanto, è possibile assumere in maniera approssimata per terreni sabbiosi che:

$$K_1 = \frac{K_p \cdot (b + 30)^2}{(2 \cdot b)^2}$$

dove:

K_1 : Modulo di sottofondo della piastra o trave di fondazione

K_p : Modulo di sottofondo della piastra 30 × 30

b : Lato minore (larghezza) del plinto o trave (in cm)

In plinti rettangolari, è possibile utilizzare:

$$K' = \frac{2}{3} \cdot K_1 \cdot \left(1 + \frac{b}{2l}\right)$$

In terreni argillosi:

$$K_1 = \frac{K_p (n + 0.5) \cdot 30}{(1.5 \cdot n \cdot b)}$$

dove:

K_1 : Modulo di sottofondo della piastra o trave di fondazione

K_p : Modulo di sottofondo della piastra 30 × 30

b : Lato minore (larghezza) della piastra, plinto o trave di fondazione (in cm)

n : Rapporto tra la lunghezza e la larghezza della piastra di fondazione

Nel caso di piastre di fondazione, il **Professor Rodriguez Ortiz** raccomanda di assumere come larghezza **b** il lato dell'area di influenza equivalente media dei pilastri, che è approssimativamente uguale a **0.70L**, dove **L** è la luce tra quadratica media delle distanze tra pilastri in entrambe le direzioni della piastra di fondazione.

Per plinti e travi su terreni argillosi si può utilizzare:

$$K_1 = \frac{K_p \cdot 30}{b}$$

dove ogni variabile presenta lo stesso significato che aveva nelle formule precedenti.

Se non si dispone di nessuno studio geotecnico, si può optare per scegliere uno tra i seguenti moduli di sottofondo indicativi:

5 kN/m³ per terreni scadenti

40 kN/m³ per terreni medi

120 kN/m³ per terreni buoni

considerando tali valori come quelli ottenuti da una prova su piastra di carico di dimensioni 30 × 30 cm.

Un terreno scadente è, ad esempio, un terreno acquitrinoso o fangoso. Esempi di terreni medi possono essere terreni argillosi umidi, mentre terreni buoni sono rappresentati da ghiaia naturale.

Esempio: Si considera un terreno medio composto da argilla sabbiosa, di cui è noto il modulo di sottofondo, pari a 40000 kN/m³, ricavato da una prova su piastra di carico di dimensioni 30 × 30 cm. La piastra di fondazione misura 8

m in lunghezza e 2 m in larghezza. Il modulo di sottofondo da usare nel calcolo si ottiene come illustrato nel seguito.

L'unico dato noto è che il terreno è di natura sabbiosa-argillosa, per cui, per ottenere il valore del modulo di sottofondo è necessario eseguire una media ponderata tra i moduli di sottofondo corrispondenti a ciascun tipo di terreno:

- Terreno sabbioso:

$$K_s = K_p \cdot \frac{(b + 30)^2}{(2b)}$$

dove:

K_p : Modulo di sottofondo della piastra 30 × 30

b: Dimensione minore (larghezza) del plinto (in cm)

$$K_s = 40000 \cdot \frac{(200 + 30)^2}{(2 \cdot 200)^2} = 40000 \cdot 0.33 = 13225 \text{ kN/m}^3$$

- Terreno argilloso:

$$K_a = \frac{K_p(n + 0.5) \cdot 30}{(1.5 \cdot n \cdot b)}$$

dove:

K_p : Modulo di sottofondo della piastra 30 × 30

b: Dimensione minore (larghezza) della piastra di fondazione (in cm)

n: Rapporto tra il lato maggiore e il lato minore dell'elemento di fondazione = 4

$$K_a = 40000 \cdot \frac{(4 + 0.5) \cdot 30}{1.5 \cdot 4 \cdot 200} = 40000 \cdot 0.1125 = 4500 \text{ kN/m}^3$$

Logicamente, i cedimenti sono maggiori in terreni di natura argillosa che in terreni di natura sabbiosa; il coefficiente di Winkler è inversamente proporzionale al cedimento.

In questo caso la proporzione non è nota e quindi è possibile assumere un valore medio:

$$K_{as} = \frac{(13225 + 4500)}{2} \approx 8900 \text{ kN/m}^3$$

Si riporta sotto una tabella in cui sono contenuti i valori del modulo di sottofondo in funzione del tipo di terreno per una piastra quadrata di dimensioni pari a 0.30 × 0.30 m:

Tipo di terreno	Coefficiente di Winkler × 10 ⁴ (kN/m ³)
Suolo leggero torboso e acquitrinoso	0.5 - 1.0
Suolo pesante torboso e acquitrinoso	1.0 - 1.5
Sabbia fine	1.0 - 1.5
Strati di terriccio, sabbia e ghiaia	1.0 - 2.0
Terra argillosa bagnata	2.0 - 3.0
Terra argillosa umida	4.0 - 5.0
Terra argillosa secca	6.0 - 8.0
Terra argillosa secca dura	10.0
Terriccio rigidamente stratificato con sabbia e poche pietre	8.0 - 10.0
Terriccio rigidamente stratificato con sabbia e molte pietre	10.0 - 12.0
Ghiaia fine con molta sabbia fine	8.0 - 10.0
Ghiaia media con sabbia fine	10.0 - 12.0
Ghiaia media con sabbia grossa	12.0 - 15.0
Ghiaia grossa con sabbia grossa	15.0 - 20.0
Ghiaia grossa con poca sabbia	15.0 - 20.0
Ghiaia grossa con poca sabbia, stratificata molto rigidamente	20.0 - 25.0

Per risolvere l'equazione differenziale della trave su suolo elastico, noti il modulo di sottofondo, K e la larghezza b della fondazione, sottoposta a un sistema di carichi q(x):

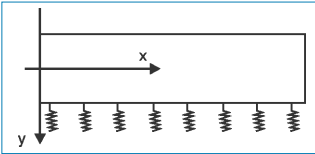


Fig. 2.1

$$\frac{d^2 M}{dx^2} = -b (q(x) - p(x))$$

$$Q = -\frac{dM}{dx}$$

ottenuto derivando l'equazione sopra riportata.

$y(x)$ è la deformata dell'elemento

Inoltre,

$$M = -EI \frac{d^2 y}{dx^2}$$

Sostituendo:

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + bK \cdot y(x) = b \cdot q(x)$$

che è la soluzione generale trascurando la deformazione a taglio, che si risolve ottenendo la soluzione del sistema.

In generale, il fattore di deformazione a taglio si determina come:

$$\phi = \frac{24 I (1 + \nu)}{A_{\text{taglio}} \cdot L^2}$$

I : Inerzia dell'elemento

ν : Coefficiente di Poisson

A_{taglio} : Area resistente a taglio

L : Lunghezza dell'elemento

Se il fattore ϕ è minore di 0.1, non si considera la deformazione a taglio ed è valida la soluzione generale che è anche esatta. Se è maggiore di 0.1, si ottiene una soluzione approssimata scomponendo la matrice di rigidezza in una matrice di rigidezza della trave e un'altra del terreno.

Al fine di ricavare una soluzione approssimata dell'integrazione, si assumono polinomi di terzo grado come funzioni di forma, ottenendo la matrice di rigidezza finale sovrappo-

nendo entrambe le matrici (una della trave e l'altra del terreno).

In generale, le piastre di fondazione si scompongono sempre in elementi corti di lunghezza pari a 0.25 m, in cui normalmente $\phi > 0.1$, applicando quindi l'approssimazione che considera la deformazione a taglio. Si verifica lo stesso in travi di fondazioni su cui appoggiano piastre solai, dato che si generano nodi intermedi, e, pertanto, elementi corti. In travi di fondazione lunghe in cui $\phi < 0.1$, si applica la formulazione esatta.

Ottenuta la deformata, si ricavano gli spostamenti nei nodi, ed è quindi possibile ottenere le azioni interne per ogni ipotesi di carico.

2.3. Opzioni di calcolo

Tutte le opzioni di calcolo, parametri definibili, ridistribuzione, momenti minimi, rapporti geometrici e meccanici di armatura, tabelle di armatura ecc., definibili per travi e piastre di fondazione si possono applicare a fondazioni su suolo elastico..

2.4. Azioni da considerare

Per quanto concerne le travi e le piastre di fondazione, è necessario premettere che entrambe fanno parte della struttura e interagiscono con essa, dato che i contributi ad esse relativi compaiono nella matrice di rigidezza globale della struttura. Pertanto, su questi elementi è possibile applicare carichi analogamente a qualsiasi trave o lastra della struttura in elevazione.

2.5. Materiali da impiegare

Si definiscono in maniera specifica i materiali (calcestruzzo e acciaio) con cui si realizzano travi e piastre di fondazione.

2.6. Combinazioni e verifiche

Gli stati limite da verificare sono quelli corrispondenti al dimensionamento di elementi in calcestruzzo armato (stati limite ultimi) e alla verifica delle tensioni, dell'equilibrio e del sollevamento (stati limite di esercizio).

Sollevamento. Quando si verificano spostamenti verticali verso l'alto in alcuni nodi di una trave o di una piastra di fondazione, il programma indica che è presente sollevamento, dovuto a una o più combinazioni di spostamenti e in progetti in cui sono presenti azioni orizzontali considerevoli. Se si verifica, si deve controllare la struttura, irrigidendo maggiormente la base, se possibile, e incrementando le dimensioni della fondazione in pianta e/o lo spessore.

Equilibrio. Si verifica in travi di fondazione. Se si calcola la risultante delle tensioni nella sezione trasversale della trave ed essa giace al di fuori della trave stessa, non c'è equilibrio e il programma emette un messaggio di errore, che compare inoltre all'interno degli errori relativi alle travi. È un messaggio inerente al metodo, in quanto non si consentono azioni di trazione lungo la trave.

Tensioni. Noti gli spostamenti dei nodi per ciascuna combinazione, si calcolano le tensioni moltiplicando gli spostamenti stessi per la costante di sottofondo:

$$p = K \cdot y$$

Nel caso di travi di fondazione, la tensione ai bordi si calcola a partire dallo spostamento verticale sommato al prodotto tra la rotazione della sezione e la distanza dall'asse inserito in corrispondenza di ciascun bordo. Si includono in un file di testo i punti e la tensione di tutti quei nodi che eccedono

la tensione ammissibile definita per il terreno e, ai bordi, quelli che eccedono di un valore maggiore del 25% la tensione ammissibile.

2.7. Calcolo di travi e piastre di fondazione

Come menzionato precedentemente, le piastre e le travi di fondazione si calcolano come ulteriori elementi della struttura; il programma esegue infatti un calcolo integrato della fondazione con la struttura.

Se si sono definiti pilastri con vincolo esterno i cui spostamenti sono impediti, o travi con appoggi fissi, i cui spostamenti sono anch'essi impediti, si deve prestare molta attenzione nel definire i suddetti elementi in presenza di travi e/o piastre di fondazione.

È un caso simile all'utilizzo di fondazioni profonde e superficiali, o semplicemente plinti o plinti su pali isolati che si calcolano su appoggi con vincolo esterno e coesistono con travi e piastre nella stessa fondazione.

Esempio di un piano di fondazione di un edificio di dimensioni modeste:

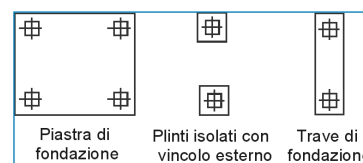


Fig. 2.2

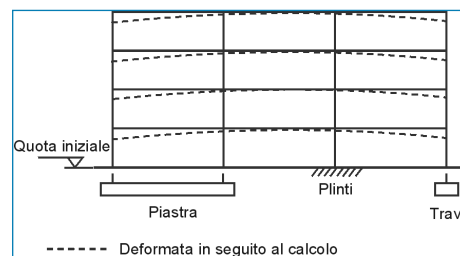


Fig. 2.3

Si può osservare che i pilastri con vincolo esterno (pilastri isolati) non presentano cedimenti (spostamenti verticali = 0), mentre le piastre e le travi di fondazione presentano cedimenti che dipendono dai carichi agenti, dalle loro dimensioni, dalla geometria della struttura e dal coefficiente di Winkler. Tutto ciò comporta una deformata della struttura che non coincide con la reale.

Se il terreno è buono, con un valore elevato del modulo di sottofondo, tali cedimenti differenziali non sono problematici dato che sono di scarsa entità. In caso contrario, se il terreno è scadente e, inoltre, quando aumenta il numero di piani dell'edificio e, conseguentemente, i carichi, si devono prendere ulteriori misure preventive, che si espongono qui sotto.

In primo luogo, si devono calcolare le dimensioni dei plinti isolati. Una volta note, si inseriscono attorno ai pilastri, avendo prima eliminato il vincolo eterno.

In tal modo, tutti gli elementi di fondazione si calcolano su un letto elastico e si verifica la compatibilità di deformazioni senza vincoli esterni che impediscano qualsiasi movimento della stessa.

Non si sono introdotti cordoli di collegamento tra i plinti. Se l'utente desidera realmente considerarli nel calcolo, può scegliere tra due opzioni:

Come cordolo di collegamento, nel qual caso non collabora e non trasmette tensioni al terreno. Questo elemento semplicemente collega tra di loro i plinti.

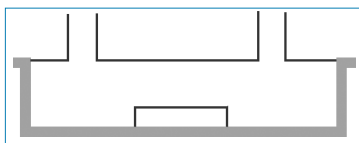


Fig 2.4. Trave normale

Come trave di fondazione, nel qual caso collabora e trasmette tensioni al terreno.

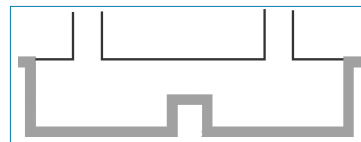


Fig. 2.5. Trave di fondazione

In entrambi i casi si ottengono risultati differenti.

A questo punto, una volta eseguite tutte le operazioni menzionate, è possibile ricalcolare la struttura.

È possibile consultare i risultati relativi alle armature e ai cedimenti previsti (con il modulo di sottofondo considerato) per la piastra di fondazione in funzione dell'ipotesi di carico desiderata cliccando sull'opzione **Spostamenti massimi in nodi di lastre/solai nervati** del menu **Involuppi**, analogamente a qualsiasi solaio della struttura in elevazione, o nella linguetta **Isovalori**.

Analogamente a come si ha avvertito l'utente circa le precauzioni da tenere in considerazione nell'uso di pilastri e pareti di taglio il cui basamento può essere con o senza vincolo esterno, nel seguito si espongono i problemi che potrebbero nascere dall'impiego dell'appoggio fisso, per muri di piani interrati o elementi simili.

Sono già state menzionate in altri paragrafi le precauzioni da assumere nell'utilizzo dell'appoggio fisso, che si illustra ricorrendo a un esempio: in un edificio, la lastra su cui appoggiano i macchinari dell'ascensore è appoggiata perimetralmente su un muro in mattoni o in calcestruzzo.

L'errore che si può commettere utilizzando una cerniera al posto di un carrello è notevole soprattutto in presenza di azioni orizzontali.

In presenza di movimenti verticali, in entrambi i casi si commetterebbero degli errori in edifici alti (più di 15 piani) in presenza di significativi accorciamenti elastici del calcestruzzo nei pilastri, mentre le zone della struttura vincolate all'appoggio non subiscono nessun accorciamento (movimenti verticali = 0), creandosi quindi un effetto non reale di cedimenti differenziali.

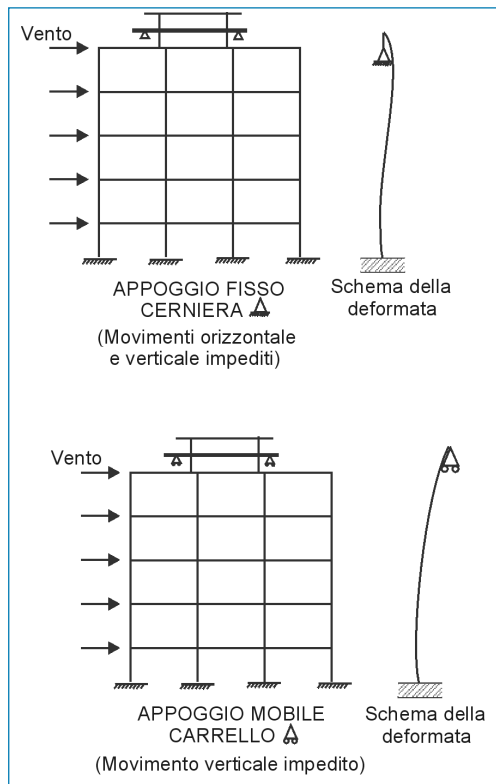


Fig. 2.6

Nel caso di utilizzo congiunto di appoggi fissi (simulazione di travi) ai piani inferiori a causa della presenza di muri di piani interrati, con piastre e travi di fondazione, si devono adottare le seguenti precauzioni, distinguendosi due casi:

1. L'appoggio fisso interseca i pilastri:

- Se non si è svincolato il muro dai pilastri, il vincolo non consente al pilastro di spostarsi verticalmente; il carico si trasmette all'esterno appoggio fisso che, in definitiva, è un vincolo esterno. In tal modo non si trasmette nessun carico ai piani inferiori della struttura

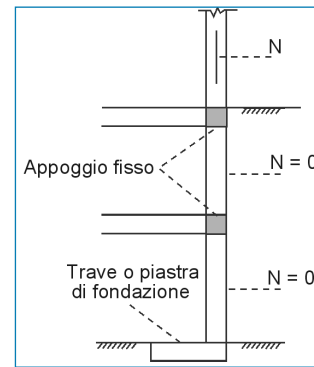


Fig 2.7. Sezione

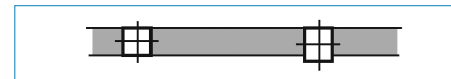


Fig 2.8. Vista in pianta

In questo caso, il programma non consente di disporre una piastra o una trave di fondazione al di sotto dei pilastri vincolati tramite appoggi fissi, emettendo un messaggio di errore nel caso in cui si disponga.

Se si sono introdotti elementi di fondazione con vincolo esterno, il programma non emette un messaggio di avviso, anche se il risultato finale non è corretto, dato che l'azione assiale si annulla ($N = 0$) ai piani al di sotto dell'appoggio fisso.

- Se tutti i pilastri si sono svincolati dall'appoggio fisso e non c'è collegamento con il solaio, ad esempio:

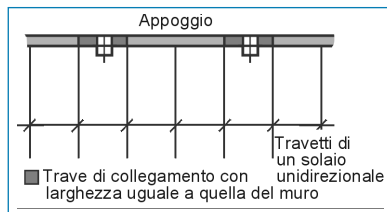


Fig. 2.9

Il carico si trasmette dal pilastro ai piani inferiori ed è possibile inserire una piastra o una trave di fondazione. Inoltre, affinché non si possa trasmettere il carico, definisca un bordo incernierato nel campo in contatto con il muro.

Può anche utilizzare l'opzione Incernierare/Svincolare.

- In questo caso, analogamente al precedente, e se il solaio è nervato o è in getto pieno, nonostante si svincoli il muro dai pilastri, il carico dal pilastro può essere sospeso dal solaio e raggiungere la trave:

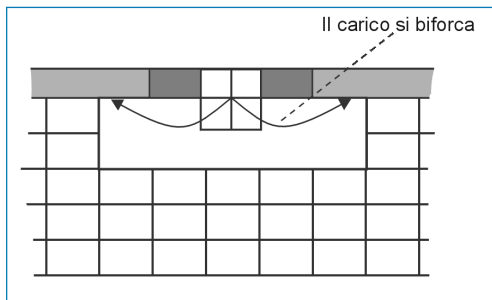


Fig. 2.10

Si può notare più chiaramente l'esempio in cui il pilastro è maggiore rispetto allo spessore del muro.

In questo caso, può succedere che parte del carico si trasmetta ai piani inferiori e parte di esso possa essere assorbito da un appoggio mobile nel piano. In qualsiasi

si caso, il calcolo non è corretto se si dispongono travi o piastre di fondazione alla base di tali pilastri, circostanza che si verifica inoltre in presenza di vincoli esterni.

2. L'appoggio fisso non interseca nessun pilastro o parete di taglio.

In generale, non si incappa in nessun problema in questo caso, anche se è necessario prendere in considerazione i seguenti accorgimenti:

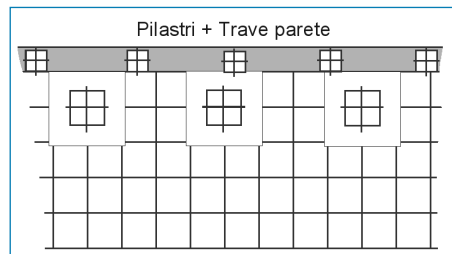


Fig. 2.11. Vista in pianta

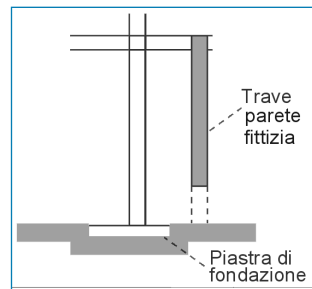


Fig. 2.12. Sezione

- L'appoggio fisso è molto prossimo ai pilastri.

In questo caso è possibile che parte del carico gravante sui pilastri dei piani superiori si biforca in corrispondenza dell'appoggio fisso e che non si trasmetta alla piastra o trave di fondazione. Basta consultare il dia-

gramma dei tagli o i tagli nei nodi compresi tra i pilastri e l'appoggio fisso e verificare che non esista nessun cambio di segno nel diagramma dei tagli o che non compaia nessun valore significativamente alto, che rappresenta una prova inequivocabile di trasmissione dei carichi al muro.

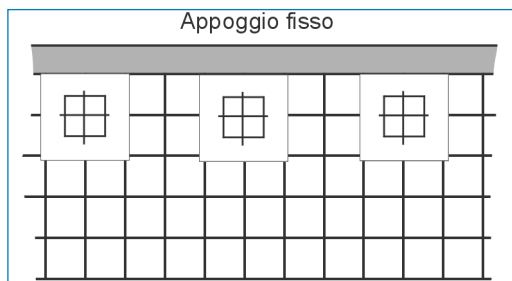


Fig. 2.13. Vista in pianta

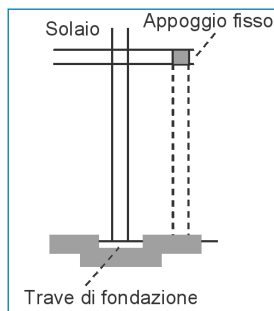


Fig. 2.14. Sezione

Nel caso in cui si verifichi tale situazione, si raccomanda di eliminare l'appoggio fisso e di rappresentarlo in maniera fittizia mediante pilastri e una trave molto alta disposta tra di essi; inoltre, si consiglia di realizzare al di sotto di tali pilastri lo stesso tipo di fondazione della fila di pilastri parallela della struttura e, se realmente sono molto prossimi, di eseguire una fondazione congiunta, effettuando le opportune correzioni dovute al fatto di non aver considerato la rigidità del muro.

- L'appoggio fisso si trova a una distanza uguale approssimativamente a una campata dell'edificio.

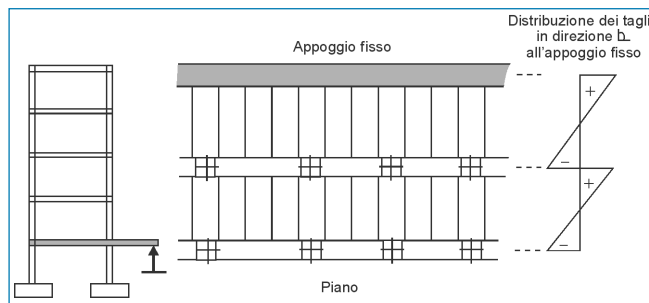


Fig. 2.15

Si osserva che, dato che in questo esempio i diagrammi dei tagli cambiano di segno nei travetti perpendicolari al muro, non è necessario prendere nessuna precauzione particolare, potendo definire piastre o travi di fondazione al di sotto dei pilastri.

Si raccomanda di tenere in considerazione tutte le spiegazioni e indicazioni fornite nella presente memoria di calcolo quando si utilizzano allo stesso tempo fondazioni su suolo elastico, pilastri con vincolo esterno e appoggi fissi, così come decide di eseguire un calcolo integrato della fondazione.

2.8. Risultati del calcolo

Si consultano nello stesso modo delle travi e dei solai appartenenti alla struttura in elevazione, potendoli modificare ed ottenere disegni esecutivi con la stessa metodologia.

2.9. Verifica e dimensionamento di elementi

2.9.1. Travi

Il dimensionamento si esegue nella stessa maniera delle travi appartenenti alla struttura in elevazione, tenendo in considerazione i parametri, i rapporti geometrici e meccanici di armatura e le tabelle definite nelle opzioni relative alle travi di fondazione.

Nel caso specifico di travi a T rovescia o a L, si calcola la flessione trasversale delle ali, ottenendo un'armatura a flessione A_{sf} . Si ottiene l'armatura passante A_{sp} e si verifica l'armatura di cucitura in corrispondenza dell'unione ala-anima Asa, disponendo la maggiore tra le due e sommando l'armatura a flessione.

$$A_s \text{ TOTALE} = \text{MAX} (A_{sp}, A_{sa}) + A_{sf}$$

Tale armatura si mette a confronto con quella ottenuta dovuta al taglio nell'anima e si dispone la maggiore tra le due, sia nell'anima che nelle ali, con ugual diametro e interferro.

Facoltativamente, si esegue la verifica a taglio e a punzonamento in una sezione situata a una distanza pari a metà dell'altezza utile dal bordo del pilastro, con una larghezza uguale alla somma tra la larghezza del pilastro e l'altezza utile della sezione.

Si verifica che la tensione tangenziale in quella sezione non ecceda la tensione limite senza la necessità di disporre armatura aggiuntiva a punzonamento. Se si oltrepassa la suddetta tensione, si emette un messaggio di avviso. In questo caso, è necessario incrementare l'altezza di una quantità proposta dal programma in modo tale da non dover disporre armatura aggiuntiva a punzonamento.

2.9.2. Piastre

Il dimensionamento delle piastre di fondazione è identico a quello di lastre appartenenti alla struttura in elevazione e si applicano gli stessi criteri, in particolare, le opzioni definite per elementi di fondazione, i rapporti geometrici e meccanici di armatura, le disposizioni di armatura, le tabelle, ecc. (La invitiamo a consultare la **Memoria di calcolo** e le opzioni particolari del programma).

2.10. Raccomandazioni generali

2.10.1. Piastre

È importante scegliere l'altezza minima, che non deve essere inferiore a un decimo della luce di calcolo tra gli appoggi più 20 cm e, se possibile, fornire uno sbalzo perimetrale, in presenza del quale si ottengono tensioni più piccole ai bordi e si evitano problemi legati al punzonamento.

2.10.2. Travi

È meglio scegliere sezioni trasversali che possiedano una rigidità minima, soprattutto in sezioni a T o a L, limitando il rapporto sbalzo/altezza a un valore pari a 2, in modo tale che sia valida l'ipotesi di deformazione piana.

Consulti gli errori nelle travi una volta terminato il calcolo e, inoltre, i file contenenti dati relativi al sollevamento e alle tensioni dei punti che non verificano.

3. Muri

Muri in muratura e in blocchi di calcestruzzo, muri in calcestruzzo armato, muri in calcestruzzo armato di piani interrati (con spinte del terreno)

Il programma ammette due tipi di muri o pareti portanti:

- Muri di piani interrati in calcestruzzo armato
- Muri in muratura

In entrambi i casi la discretizzazione si realizza mediante elementi finiti triangolari a sei nodi in cui la deformazione a taglio non è trascurabile, come spiegato precedentemente nella **Memoria di calcolo**.

La fondazione può essere “con o senza vincolo esterno”.

Per quanto concerne gli effetti longitudinali e torsionali, si ipotizza che il plinto o la trave di fondazione giacciono su un letto elastico (Winkler) nel momento in cui si seleziona “senza vincolo esterno”.

Quando si spunta la casella “con vincolo esterno”, è possibile calcolare un plinto continuo; quando si definisce “senza vincolo esterno” il muro può appoggiarsi su una trave o su una piastra di fondazione o, nel caso della struttura in elevazione, può essere un muro in falso.

Nel seguito si illustrano le peculiarità di ogni tipo di muro.

3.1. Muri in muratura

Si intendono come tali i muri costruiti secondo metodi tradizionali come le murature resistenti in mattoni o in blocchi di calcestruzzo.

Il comportamento delle suddette murature non è lineare, per cui né la discretizzazione né la modellazione del muro come elemento lineare sono adeguate, nonostante siano gli unici metodi disponibili nel programma. Sempre che le azioni interne e le tensioni non siano molto elevate, i risultati derivanti dal calcolo sono accettabili, non dimenticando che le “trazioni che possono comparire” non sono reali, per cui si devono consultare tali valori in **Involuppi > Azioni interne in muri** e verificare che sono nulli o molto simili.

È possibile chiarire quanto esposto mediante un esempio:

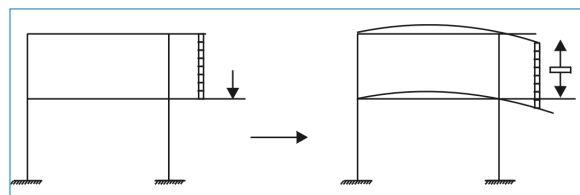


Fig. 3.1

La muratura si sottopone a trazione, come se fosse un tirante; ciò non rispecchia la realtà, ma è possibile calcolarla ed ottenere risultati, per cui bisogna porre particolare attenzione a tali risultati.

3.1.1. Caratteristiche di muri in muratura

I valori richiesti per definire le proprietà meccaniche dei muri in muratura sono i seguenti:

- Modulo di elasticità $E = 1 \text{ GPa}$ (valore di default). Il valore di E si stima generalmente come:

$$E = \frac{\sigma_c}{\varepsilon}$$

dove:

σ : Tensione di calcolo a compressione del muro in muratura

ε : Deformazione unitaria del materiale

Il valore di default fornito dal programma si può stimare ipotizzando una tensione di calcolo pari a 1MPa e una deformazione unitaria pari a 0.1%:

$$E = \frac{1000000}{0.001} = 1000000000 \text{ Pa} = 1 \text{ GPa}$$

- Coefficiente di Poisson: Si stima essere pari a 0.2
- Peso specifico: valore di default pari a 15 kN/m³
- Resistenza di calcolo: 2 MPa

La rigidità trasversale si considera nulla, tuttavia, sebbene facoltativamente si possa considerare.

Il programma verifica lo stato tensionale del muro in muratura, conformemente alle combinazioni definite, ipotizzando che la resistenza a trazione sia pari al 10% di quella a compressione; se si eccedono i suddetti valori in più di un 10% dell'area del muro, si emette un messaggio alla fine del calcolo che avvisa l'utente della presenza di trazioni e compressioni eccessive.

In muri realizzati in blocchi di calcestruzzo, si assumono i valori forniti dal fabbricante o dall'utente e sono disponibili opzioni di dimensionamento nel momento in cui si arma verticalmente e/o orizzontalmente.

3.1.2. Inserimento di muri in muratura

Si devono indicare i dati seguenti:

- 1. Gruppo iniziale e Gruppo finale**
- 2. Spessore del muro (semispessori a sinistra e a destra dell'asse del muro)**
- 3. Spinte**
- 4. Tipo di appoggio**
 - Trave di fondazione
 - Plinto continuo di fondazione
 - Con vincolo esterno (con o senza un plinto)
 - Senza vincolo esterno (trave di appoggio)

Per quanto concerne le travi di fondazione e i plinti, si definiscono gli sbalzi a sinistra e a destra e la loro altezza e, se appoggiano sul terreno, il coefficiente di Winkler e la tensione ammissibile del terreno.

Si consiglia di non attivare le spinte del terreno, nonostante il programma le contempli; nel caso in cui si attivino è necessario assicurarsi della resistenza della muratura nei confronti delle spinte orizzontali.

3.1.3. Uso corretto di muri in muratura

Bisogna prestare molta attenzione a usare muri in muratura, cercando di adattare il più possibile il modello inserito alla realtà fisica.

Si raccomanda di seguire le indicazioni esposte nel seguito nel caso in cui si utilizzino muri in muratura.

3.1.3.1. Solai sanitari

Si costruiscono al di sopra del piano di fondazione a una distanza esigua (< 1 metro), in modo tale da originare un'intercapedine che funge da isolamento.

Abitualmente, si realizza un plinto continuo o una trave di fondazione di scarsa altezza al di sotto del muro in muratura, che si comporta da appoggio per i travetti del solaio sanitario. Generalmente, il solaio è autoportante, in quanto di solito non è possibile né disporre travi di supporto né ritrarle a causa della mancanza di spazio. Nel seguito si illustrano i differenti casi possibili.

La direzione dei muri in muratura coincide con gli allineamenti di pilastri della struttura.

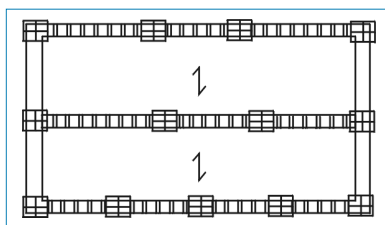


Fig. 3.2

1. **La fondazione dei pilastri è realizzata mediante plinti isolati** che CYPECAD calcola in maniera congiunta. In questo caso, in cui i pilastri si sono definiti "con vincolo esterno" e quindi, affinché siano compatibili è necessario definire l'appoggio del muro in muratura "con vincolo esterno", con plinto continuo, stabilendo le dimensioni minime che desidera.

In questo modo, il carico non si diffonde dal pilastro al muro in muratura a causa della connessione tra i due elementi. Si può verificare consultando l'opzione **Azioni interne in pilastri e pareti** di taglio del menu **Involuppi**, assicurandosi che l'azione assiale nel primo tratto sia maggiore o uguale a quella del piano immediatamente superiore.

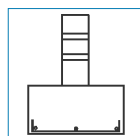


Fig. 3.3. Plinto continuo

2. **La fondazione dell'edificio è rappresentata da una piastra di fondazione**

Si consiglia di inserirla "senza vincolo esterno" dato che il muro in muratura si appoggia o nasce in falso sulla piastra di fondazione. Sarebbe logico inserire una trave di fondazione al di sotto del muro più che una piastra.

Si raccomanda che la trave di fondazione, che realmente risulta inglobata all'interno della piastra di fondazione, sia priva di sbalzi e presenti un'altezza pari all'altezza della piastra di fondazione; inoltre, si raccomanda di definire anche il modulo di sottofondo e la tensione del terreno uguali a quelle della piastra di fondazione.

È possibile conferire una singolarità o un effetto irrigidente al muro in muratura con la piastra di fondazione, soprattutto nel caso in cui si utilizzi un muro di notevole altezza o se si aumenta il suo modulo di elasticità. Se si verificasse tale effetto, si deve ridurre il modulo di elasticità al valore minimo ammissibile ($E = 0.1 \text{ GPa}$) e ricalcolare la struttura per verificare i risultati ottenuti. Per poter rilevare il suddetto effetto, cosa possibile osservando l'armatura disposta e con un po' di esperienza nell'utilizzo del programma, si può eseguire una copia del progetto, eliminare il solaio autoportante, sostituendo i muri con carichi lineari applicati sulla piastra di fondazione, calcolare e mettere a confronto i risultati nei due casi.

3. **La fondazione dei pilastri dell'edificio è rappresentata da travi di fondazione, che coincidono con i muri in muratura**

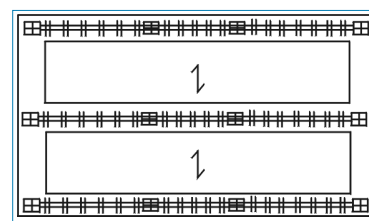


Fig. 3.4

Ciò che si deve fare consiste nel calcolare le reazioni del solaio sanitario come carichi lineari e introdurli sulle travi di fondazione dell'edificio.

Si consiglia di creare un nuovo progetto e di inserire solamente il solaio autoportante (e i pilastri) definendolo "con vincolo esterno" come indicato al punto 1.

Non si deve mai definire un muro in muratura su una trave o un plinto di fondazione, considerandola come fondazione congiunta di pilastri definiti "senza vincolo esterno", dato che, sebbene il calcolo delle tensioni possa essere accettabile, l'armatura della trave o del plinto del muro in muratura non è corretta e non è a favore di sicurezza. Si ottengono infatti armature inferiori a quelle necessarie, a causa dell'accoppiamento della trave di fondazione con il muro in muratura e con il solaio sanitario, che produce un effetto 'Vierendeel' dell'insieme, trasmettendo parte del carico dal pilastro al muro in muratura e riducendo il valore del carico in corrispondenza della base del pilastro, ottenendo risultati che non si adattano alla realtà fisica della costruzione.

4. La fondazione dell'edificio è congiunta e mista, realizzata mediante plinti, piastre e travi di fondazione.

In questo caso il problema è complicato complesso; si consiglia di consultare quanto esposto nei capitoli 1 e 3, e il capitolo **2. Piastre e travi di fondazione**.

In ogni caso, non dimentichi che non si devono mai usare allo stesso tempo pilastri "con vincolo esterno" e pilastri "senza vincolo esterno", a causa dei cedimenti differenziali che possono sorgere e delle conseguenze che essi possono comportare sui risultati a causa dell'utilizzo di un modello non idoneo.

A tale scopo risulta interessante realizzare un calcolo iniziale con tutti i pilastri definiti "con vincolo esterno" e, in seguito, inserire piastre e travi di fondazione di dimensioni adeguate ai carichi trasmessi e alle tensioni del terreno. Infine, controlli che le tensioni e i cedimenti siano compatibili e presentino valori ragionevoli.

5. La direzione dei muri in muratura non coincide con quella dei pilastri. In questo caso, non esiste nessun problema di connessione tra i muri in muratura e i pilastri.

Continua ad essere valido ciò che è stato affermato finora, sottolineando ancora una volta l'importanza di non inserire contemporaneamente elementi strutturali definiti come appoggi "con vincolo esterno" "senza vincolo esterno".

3.1.3.2. Muri in muratura tra solai

Se si impiegano muri in muratura per appoggiare parte di un solaio superiore su un altro inferiore, comune succede abitualmente, non bisogna dimenticare che ci si deve assicurare che, in funzione del progetto strutturale e dei carichi applicati, il muro in muratura lavori realmente a compressione e che trasmetta carico, al posto di comportarsi come un tirante, come indicato in Fig. 3.1 di questo capitolo.

A tale scopo, è necessario controllare molto attentamente i risultati relativi alle tensioni derivanti dal calcolo, assicurarsi che effettivamente il muro lavori a compressione e che, in ogni caso, possano nascere trazione di scarsa entità, generalmente trascurabili, dovute all'imperfezione insita nel modello strutturale utilizzato.

In questo caso i muri in muratura si definiscono sempre come "senza vincolo esterno", conferendo alla trave su cui si appoggiano gli sbalzi e le altezze che si reputino più opportune.

Abitualmente gli sbalzi sono nulli, mentre l'altezza coincide con quella del solaio su cui si appoggiano. Quando un muro in muratura si appoggia un solaio monodirezionale, perpendicolarmente ai travetti, in teoria ripartisce il carico fra i travetti in maniera sensibilmente proporzionale.

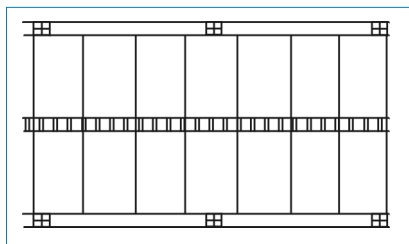


Fig. 3.5

Se il diagramma dei momenti nei travetti riflette la trasmissione dei carichi, presenta un andamento come quello riportato nella figura sottostante:

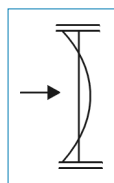


Fig. 3.6

Al contrario, se si produce un effetto di appoggio, significa che esistono trazioni nel muro in muratura, per cui i diagrammi dei momenti nei travetti presentano l'andamento sotto illustrato:

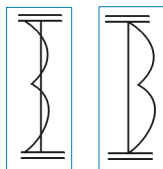


Fig. 3.7

Controlli in questo caso quale sia il motivo per il quale nel muro nascono trazioni.

Può inoltre verificarsi che il muro si comporti come una trave parete se si intersecano travi perpendicolari ad esso, che si appoggia sulle stesse, sostenendo il solaio sottostante:

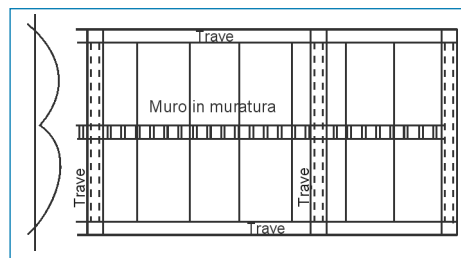


Fig. 3.8

In tal modo si annulla l'effetto di trasmissione del carico, dato che la rigidità longitudinale del muro non è reale.

Pertanto, bisogna porre particolare attenzione ad utilizzare muri in muratura tra solai e nell'analizzare i risultati relativi agli elementi portanti e agli elementi portati.

Data la complessità delle strutture e la diversità di casi che consente di inserire dati nel programma, si raccomanda di usare muri in muratura nei casi in cui il loro utilizzo si renda necessario e di controllare sempre i loro risultati.

L'applicazione di muri in muratura interessa vari settori, dato che si possono utilizzare in strutture di scarsa altezza in qualità di muri portanti, di appoggio per solai su cui insistono macchinari di ascensori, di muri portanti a causa di arretramenti in attici, e di qualsiasi tipo di parete portante nell'ambito della struttura di un edificio.

Non dimentichi che, quando un muro in muratura si appoggia sulla fondazione, esso collabora per assorbire le azioni orizzontali. Bisogna sempre in considerazione questo concetto, se non si desidera che ciò si verifichi, come può essere il caso di solai sanitari e di muri in muratura situati ai primi piani di un edificio.

Per quanto riguarda i solai sanitari, quando il vento spira nella direzione dei muri in muratura, i pilastri rimangono quasi incastrati in corrispondenza della quota del solaio sanitario.

Un caso differente è quello mostrato nella figura sottostante:

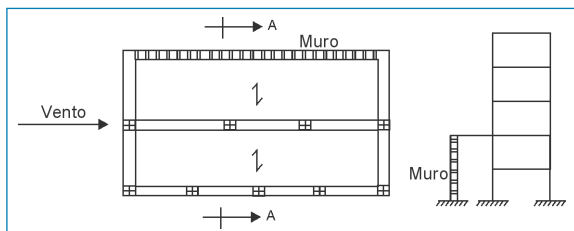


Fig. 3.9

Quando agisce il vento, il muro in muratura che presenta una grande rigidità nella direzione del vento assorbe praticamente tutta l'azione orizzontale.

Se non si desidera che ciò si verifichi, si deve effettuare un calcolo della struttura eliminando parte del muro e del solaio e inserendo al loro posto le loro reazioni. Dopo aver eseguito una copia del progetto, si aggiunge il muro e il solaio rimanente e si calcola tale solaio, al fine di poter redigere la pianta del solaio.

È importante tenere sempre in considerazione la rigidità dei muri in muratura, in quanto producono un effetto di controventamento che non si può trascurare.

3.2. Muri in calcestruzzo armato

In funzione del comportamento strutturale, si possono distinguere in due tipi, sebbene per il programma siano uguali ed esista un unico tipo, a seconda dei dati forniti:

- Muri di piani interrati in calcestruzzo armato
- Muri portanti (pareti di taglio) in calcestruzzo armato

3.2.1. Muri di piani interrati in calcestruzzo armato

Abitualmente si utilizzano in termini di muri perimetrali di un piano interrato; presentano due funzioni fondamentali: resistere alle spinte del terreno e sopportare i carichi trasmessi dalla struttura alla fondazione.

3.2.1.1. Dati da inserire

I dati da inserire sono identici a quelli indicati per i muri in muratura, con la differenza che il programma determina internamente le loro proprietà meccaniche sulla base delle proprietà del calcestruzzo armato.

In presenza di un muro di un piano interrato è indispensabile definire le spinte del terreno.

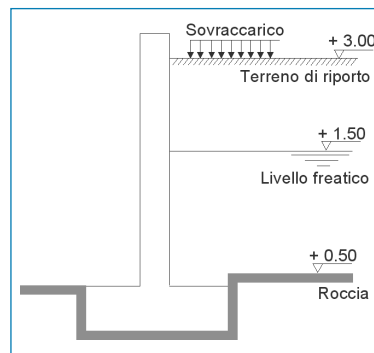


Fig. 3.10

Il programma consente di definire spinte, appartenenti a ipotesi di carico differenti, su entrambi i paramenti del muro. Si raccomanda di considerarle come un sovraccarico separato, in quanto possono agire o meno indipendentemente dal resto dell'edificio.

Una sezione generica di un muro in calcestruzzo armato soggetto a spinte può essere quella mostrata in Fig. 3.10. Valgono le seguenti considerazioni:

- Si trascura l'attrito terreno-muro, per cui le spinte agiscono orizzontalmente.
- Si calcola la spinta considerando la "spinta a riposo": $\lambda_H = 1 - \sin \phi$, (ϕ : angolo di attrito interno).
- Al di sotto della quota dell'ammasso roccioso, le spinte si annullano, ad eccezione di quelle idrostatiche nel caso in cui fossero presenti.
- Si tiene in considerazione l'evacuazione per drenaggio in corrispondenza della quota del terreno di riporto, dovuta sia a saturazione che a infiltrazione. Il suo effetto si combina con quello di una spinta idrostatica agente alla stessa quota del terreno di riporto, moltiplicando la sua spinta per l'inverso della percentuale di evacuazione per drenaggio.

$$\text{coeff. spinta} = \frac{100\% \text{ evacuazione}}{100}$$

In altre parole, quando si dice 100% di evacuazione per drenaggio, non esiste una spinta aggiuntiva, dato che $(100-100)/100 = 0$, mentre quando l'evacuazione è pari allo 0% $(100-0)/100 = 1$, è come se il livello freatico si trovasse alla stessa quota del terreno di riporto.

- Al di sotto del livello freatico, si considera il terreno di riporto con il suo peso specifico sommerso per il calcolo della spinta sommato alla spinta idrostatica.
- Non si considera il peso del terreno sopra gli sbalzi del plinto, né per il calcolo delle tensioni sul terreno né per il dimensionamento del plinto stesso.

- Si può definire il terreno di riporto con un determinato angolo di declivio, indicando il suo valore.
- È possibile definire i seguenti carichi agenti sul terreno di riporto:
 - a) Carichi distribuiti uniformemente
 - b) Strisce di carichi paralleli alla sommità del muro
 - c) Carichi lineari paralleli alla sommità del muro
 - d) Carichi puntuali o carichi concentrati su aree ridotte (plinti).

Nel seguito si illustra la formulazione applicata.

a) Spinte provocate da un sovraccarico uniformemente distribuito

Si applica il metodo di Coulomb, per cui la spinta orizzontale prodotta da un sovraccarico uniformemente distribuito di intensità pari a q per unità di lunghezza di inclinazione è uguale a:

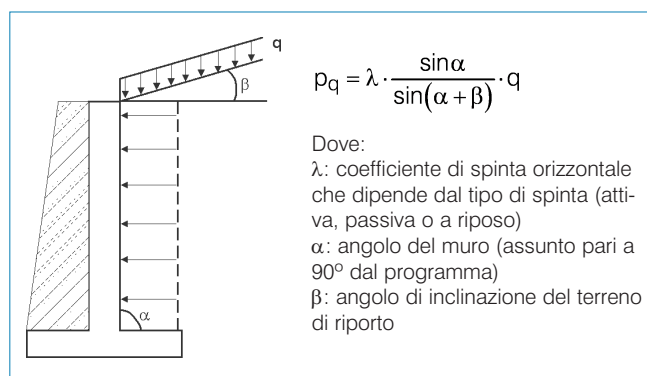


Fig. 3.11

b) Spinte provocate da una striscia di carico parallela alla sommità del muro

La spinta orizzontale causata da una striscia di carico nel caso di estradosso verticale e terreno orizzontale si determina conformemente alla teoria dell'elasticità:

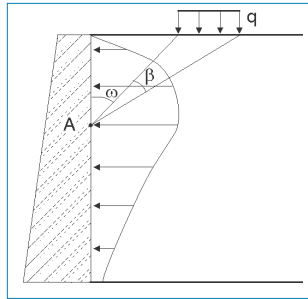


Fig. 3.12

$$p_q = \frac{2q}{\pi} [\beta - \sin\beta \cos 2\omega]$$

dove:

p_q : Spinta orizzontale

q : Striscia di carico per unità di superficie

β e ω : Angoli mostrati in Fig. 3.12

c) Spinte provocate da un carico lineare parallelo alla sommità del muro

Anche in tal caso si usa un metodo basato sulla teoria dell'elasticità. La spinta orizzontale causata da un sovraccarico lineare di intensità pari a q nel caso di estradosso verticale e terreno orizzontale è pari a:

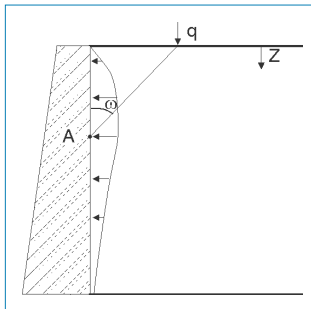


Fig. 3.13

$$p_q = \frac{q}{\pi \cdot z} \sin^2 2\omega$$

dove:

p_q : Spinta orizzontale

q : Carico lineare per unità di lunghezza

ω : Angolo mostrato in Fig 3.13

d) Spinte provocate da un carico puntuale o concentrato su aree ridotte (plinti)

Si usa un metodo basato sulla teoria dell'elasticità. La spinta orizzontale dovuta a un carico puntuale nel caso di estradosso verticale e terreno orizzontale è pari a:

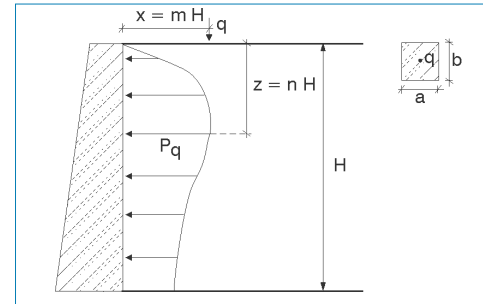


Fig. 3.14

Se ($m < 0.4$):

$$p_q = 0.28 \cdot \frac{q}{H^2} \cdot \frac{n^2}{[0.16 + n^2]^3}$$

Se ($m \geq 0.4$):

$$p_q = 1.77 \cdot \frac{q}{H^2} \cdot \frac{m^2 n^2}{[m^2 + n^2]^3}$$

3.2.1.2. Uso corretto di muri di piani interrati in calcestruzzo armato

Si possono classificare in funzione del loro tipo di appoggio:

- Con vincolo esterno: Soluzione adeguata nel momento in cui il resto di pilastri della struttura si definiscano in tal modo. È possibile inserire un plinto continuo al di sotto del muro e calcolarlo.
- Se la fondazione è realizzata mediante una piastra, è possibile inserire il muro su di essa "senza vincolo esterno", con una trave di fondazione senza sbalzi e dotata della stessa altezza della piastra. Si definisce come trave con i dati del terreno uguali a quelli definiti per la piastra di fondazione.
- Se tutti i pilastri della struttura appoggiano su travi o piastre di fondazione, cioè, "senza vincolo esterno", si inserisce un plinto continuo al di sotto del muro. A tale scopo, è necessario eseguire un predimensionamento della larghezza del plinto. Si stima quindi il valore del carico lineare trasmesso dalla struttura, si somma il peso del muro e si divide per la tensione ammissibile.

La fondazione di un muro può essere rappresentata da una trave o da plinto, essendo raccomandato quest'ultimo.

Si può inoltre calcolare l'intera struttura 'senza vincolo esterno' e il plinto continuo al di sotto del muro, potendo in tal modo predimensionare il plinto.

3.2.2. Muri portanti (pareti di taglio)

È possibile definire "muri di piani interrati in calcestruzzo armato" **senza spinte**, che si comportano come pareti portanti, essendo in grado di sopportare carichi verticali e orizzontali. In realtà, possono sostituire le pareti di taglio che si definiscono all'interno della linguetta **Inserimento di pi-**

lastri, con il vantaggio aggiuntivo di essere più versatili potendo essere usate contemporaneamente a pilastri.

Si riportano sotto alcuni esempi di muri (Fig. 3.15):

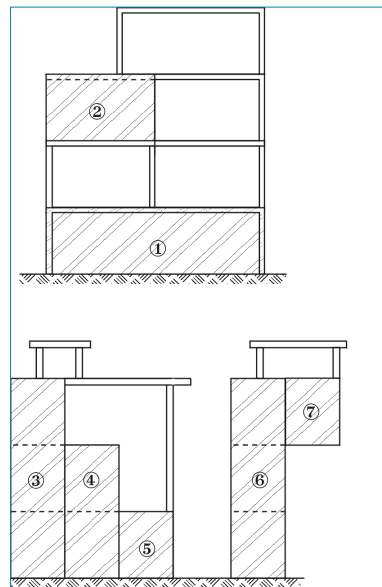


Fig. 3.15

Non dimentichi che sussiste la validità dell'ipotesi di diaframma rigido di ogni piano, che limita a tre i gradi di libertà del muro. La invitiamo a consultare il capitolo **13. Diaframma rigido** per ottenere maggiori informazioni al riguardo.

L'unione tra i muri e i solai si considera in generale come incastrata. Dato che esiste l'opzione che consente di definire il coefficiente di incastro in corrispondenza dei bordi di un campo, è possibile definire in corrispondenza dei bordi di unione un coefficiente di incastro minore di 1, che se si avvicina a 0 coincide con una cerniera. In questi casi, è possibile disporre nei disegni esecutivi il corrispondente particolare costruttivo.

Quando si definisce un muro "senza vincolo esterno", è necessario fornire le dimensioni della trave inferiore su cui nasce il muro.

3.2.3. Uso corretto di muri in calcestruzzo armato

Non dimentichi quanto segue:

- Se il muro nasce da un solaio, attribuisca alla trave la stessa altezza del solaio. Può anche succedere che la trave sia continua o sia prolungata insieme ad altre travi della struttura, nel qual caso assegni loro le stesse dimensioni. Mediante l'editor di armature delle travi, controlli le loro armature e le unisca accuratamente al fine di fornire loro continuità senza sovrapposizioni.
- Un muro non può mai né nascere da una trave esistente né coincidere sovrapponendosi con altre travi nei piani successivi per cui passa o in cui termina. In caso contrario, compare un messaggio di avviso di tale circostanza che specifica che non è consentito inserire il muro.
- Se il muro nasce dalla fondazione, la soluzione più idonea consiste nel disporre al di sotto del muro stesso un plinto continuo. È anche possibile definirlo "senza vincolo esterno" in modo tale che possa nascere su una piastra di fondazione. In tal caso, non dimentichi che deve definire una trave priva di sbalzi, con altezza, tensione ammissibile e modulo di sottofondo uguali a quelli definiti per la piastra di fondazione. Un muro non può mai nascere in falso su una piastra di fondazione esistente.

In ogni caso, definisca la trave di fondazione propriamente detta del muro e la colleghi alla trave di fondazione di altre parti della struttura.

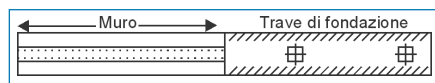


Fig. 3.16

- Non dimentichi di non usare contemporaneamente elementi portanti su suolo elastico (senza vincolo esterno) con elementi "con vincolo esterno".
- L'ipotesi di diaframma rigido continua ad essere valida sempre che si inserisca un solaio in corrispondenza della quota della testa del muro e ai piani intermedi, se esistono.
- Si ipotizza che le spinte del terreno si trasmettano ai solai e che siano assorbite dagli stessi, i quali si comportano come diaframmi rigidi; né i solai né le travi vengono verificati a compressione e a trazione. A tal proposito, conviene ricordare e sottolineare quanto segue:

In questo caso, è conveniente ricordare quanto segue:

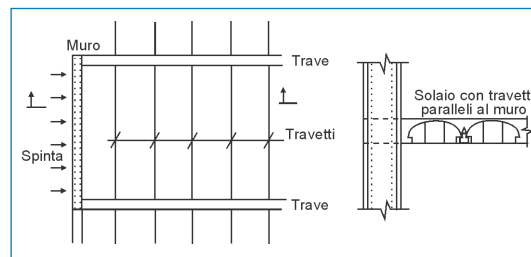


Fig. 3.17

I solai con travetti orditi parallelamente al muro offrono una debole resistenza che deve essere assorbita dalle travi su cui si appoggiano.

Inoltre, se le travi sono isolate, con aperture addossate al muro, si comportano come puntelli e possono essere dimensionate a compressione.

Dato che le travi appartenenti alla struttura in elevazione si dimensionano solamente a flessione semplice, conviene sostituirle con "travi inclinate" che si dimensionano a flessione composta. È possibile svincolare le travi isolate dal diaframma rigido in modo tale da poterle dimensionare a compressione. Consulti il capitolo 13. **Diaframma rigido.**

Se in un piano il muro è isolato o entra in contatto solamente con travi isolate o con altri muri, il calcolo eseguito dal programma è corretto, dato che nel muro stesso nasce una deformazione prevista nel modello di calcolo, avendo stabilito 6 gradi di libertà per qualsiasi nodo in contatto con un'apertura. Nel caso in cui il muro entri in contatto con un solaio, rimane collegato al diaframma rigido. Consulti il capitolo **13. Diaframma rigido** per conoscere in ogni caso se il muro isolato rimane o meno svincolato dal diaframma rigido.

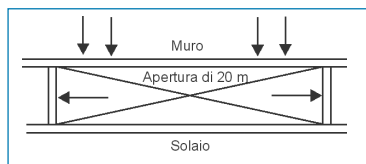


Fig. 3.18

È di fondamentale importanza tenere sempre in considerazione tutte le osservazioni indicate finora.

3.2.4. Dimensionamento del muro

Si esegue una distinzione per quanto concerne i rapporti geometrici e meccanici minimi di armatura orizzontale:

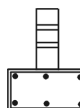
- In presenza di spinte del terreno, i rapporti geometrici e meccanici minimi di armatura sono quelli forniti dalla norma.
- In assenza di spinte vale quanto indicato per le pareti di taglio.

Relativamente alla verifica delle tensioni, al termine della procedura di calcolo, compare un messaggio che indica le travi o i plinti in cui le tensioni eccedono quelle contemplate da normativa, a causa del fatto che la tensione media è maggiore della tensione ammissibile del terreno o che la tensione massima al bordo eccede di un 25% la tensione del terreno.

Nel caso in cui verifichino, il programma non emette nessun messaggio.

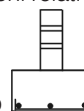
3.2.5. Dimensionamento della fondazione

La fondazione del muro si può definire in due modi differenti:

- Come trave di fondazione 

In tal caso, si dimensiona analogamente alle travi di fondazione (a flessione semplice).

I rapporti geometrici e meccanici minimi di armatura sono indicati nelle Opzioni relative a piastre di fondazione.

- Come plinto continuo 

La invitiamo a consultare il paragrafo **4.4. Plinto continuo al di sotto del muro** della presente memoria di calcolo.

3.3. Consigli pratici per il calcolo di muri di piani interrati in calcestruzzo armato in edifici

La invitiamo a leggere attentamente il contenuto del messaggio che compare sullo schermo quando clicca sull'opzione **Inserire muro**; infatti, seguendo il consiglio fornito in quel riquadro di dialogo, l'inserimento del muro risulta più veloce.

Usi l'opzione **Incernierare/Svincolare** che consente di svincolare "gli appoggi fissi" dai pilastri, senza la necessità di introdurre muri di piani interrati in calcestruzzo armato. Non dimentichi che in questo caso i carichi del solaio trasmessi all'appoggio fisso non si trasmettono a loro volta ai pilastri.

Faccia molta attenzione a non inserire strutture il cui modello sia incoerente con il comportamento reale dell'edificio.

Si evidenziano gli aspetti più importanti di quanto finora esposto per edifici con solai monodirezionali e fondazioni realizzate mediante plinti isolati con muro perimetrale interrato, che è la tipologia più ricorrente in edilizia.

Il primo problema che bisogna sempre tenere presente è:

- A. Se i pilastri interni si definiscono “senza vincolo esterno” al fine di calcolarli come **plinti isolati**, bisogna definire il muro del piano interrato “con vincolo esterno” in modo tale che il perimetro non si assesti rispetto al resto degli appoggi. Convienne definire un plinto continuo al di sotto del muro.
- B. Se i pilastri interni si introducono “senza vincolo esterno”, nascono da una trave o una piastra di fondazione; in tal caso la fondazione del muro può essere rappresentata da un plinto continuo o da una trave su suolo elastico (senza vincolo esterno).

Se la fondazione di tutti i pilastri è rappresentata da una piastra di fondazione che si estende fino al muro perimetrale, è possibile disporre al di sotto del muro una trave di fondazione priva di sbalzi (sinistra = destra = 0), con altezza e modulo di sottofondo uguali a quelli indicati per la piastra di fondazione.

Terminata la procedura di calcolo, per ottenere i disegni esecutivi è necessario procedere nel modo seguente:

- Ottenimento del disegno esecutivo del muro. Al posto di “Visualizzare disegno esecutivo di travi” alla base della sezione del muro, indichi “Visualizzare disegno esecutivo della piastra di fondazione”. Se ha disegnato l'esecutivo delle travi del Gruppo 0 (fondazione in cui abitualmente è ubicata la platea), elimini le travi al di sotto del muro o semplicemente non generi il suddetto disegno esecutivo.
- Ottenga i disegni esecutivi della piastra di fondazione, con la configurazione di disegni esecutivi e di armature che utilizza abitualmente, e aggiunga il particolare costruttivo “Inizio di muro su piastra di fondazione” (particolare CCM013), e tutti quelli che considera adeguati alle condizioni reali del progetto, incontri in corrispondenza di solai, sommità di muri, ecc.
- C. Generalmente, si dispongono travi di collegamento perpendicolari al muro del piano interrato, e si raccomanda di utilizzarle quando tutta la fondazione è stata definita “con vincolo esterno”.
 - Per ottenere il disegno esecutivo in pianta della fondazione composta da muri del piano interrato, da plinti e da cordoli di collegamento, è necessario ottenere i seguenti disegni esecutivi:
 - Disegni esecutivi in pianta del Gruppo 0 in formato DXF (o nel gruppo in cui si è definito il muro).
 - Prospetto dei muri.

Completi i disegni esecutivi con i particolari costruttivi disponibili nella **Libreria di particolari costruttivi**.

3.3.1. Controllo dei risultati derivanti dal calcolo del muro

Terminata la procedura di calcolo, prosegua controllando il plinto e il prospetto del muro. È possibile che all'interno della relazione finale degli errori del calcolo compaiano due messaggi relativi alle tensioni trasmesse dal plinto al terreno, che affermano o che si è ecceduta la tensione ammissibile del terreno, o che si è ecceduta la tensione in un bordo di un 25%, mostrando il gruppo, il telaio e la trave in cui si verifica, così come il valore s della tensione trasmessa.

Può procedere come indicato nel seguito:

- Si posizioni nel gruppo indicato, che abitualmente coincide con il Gruppo 0, se ha definito lì la fondazione.
- Clicchi su **Travi/Muri > Visualizzare telai** e digiti il numero del telaio che desidera controllare, che si indica in rosso.

La trave di fondazione in questione è quella che bisogna modificare affinché la tensione verifichi. A tale scopo, si può applicare una regola semplice:

Sia B la larghezza corrente della trave; la nuova larghezza B' dovrà essere uguale a:

$$B' = B \cdot \frac{\sigma}{\sigma_{amm}}$$

Ad esempio: $B = 0.60$, $\sigma_{amm} = 0.2$ MPa, $\sigma = 0.225$ MPa

Per correggere questo valore, l'utente deve decidere se lasciare invariata l'altezza della trave o se incrementarla come segue:

$$B' = 0.60 \cdot \frac{0.225}{0.2} = 0.675 \text{ m}$$

Si adotta $B' = 0.70$ m

Per correggere tale valore, deve decidere se lasciare invariata l'altezza della trave o se incrementarla.

- Se non si incrementa l'altezza: Nella linguetta **Risultati**, clicchi su **Errori di travi** e selezioni la trave in questione. All'interno del riquadro di dialogo che compare, digiti il nuovo valore della larghezza della trave (70). Clicchi su **Correggere** e, successivamente, su **Accettare**.
- Se si incrementa l'altezza: Nella linguetta **Inserimento di travi**, clicchi su **Modificare** e, in seguito, selezioni il

muro. Nel riquadro di dialogo contenente i dati relativi al plinto, digiti un valore per lo sbalzo pari a 10 cm e il valore che desidera per quanto concerne l'altezza; clicchi infine su **Accettare**.

A questo punto compare un messaggio informativo; non dimentichi che è molto importante leggere tutti i messaggi forniti dal programma.

Può ora scegliere se ricalcolare la struttura o se limitarsi a riarmarla.

Se decide di riarmare, clicchi sull'opzione **Riarmare telai** con cambi del menu **Calcolare**; il programma fornisce una nuova armatura e la verifica delle tensioni. Se non verifica, si indica nuovamente nella relazione finale di calcolo e si ripete la procedura di regolazione del plinto.

Successivamente, prosegua controllando l'armatura della trave di fondazione. Si posizioni nel gruppo in cui ha definito la fondazione, clicchi sull'opzione **Travi/Muri > Modificare travi** all'interno della linguetta **Risultati** e, in seguito, sulla trave di cui desidera modificare l'armatura, sia longitudinale che trasversale.

Una volta controllata la trave, deve inoltre analizzare il prospetto del muro. A tale scopo, si situi in un gruppo, differente da quello in cui giace la fondazione, in cui sia presente il muro. Clicchi su **Travi/Muri > Modificare muri** all'interno della linguetta **Risultati** e, successivamente, sul muro di cui desidera modificare l'armatura. Per ottenere maggiori informazioni al riguardo, la invitiamo a consultare l'help **Armatura di muri** insito nel programma.

È possibile modificare lo spessore del muro; nel caso in cui tali cambi siano di modesta entità, non è necessario calcolare nuovamente la struttura, mentre nel caso in cui siano di notevole entità sì.

All'interno del riquadro di dialogo **Modificare armature** è ubicato il pulsante **Fattore di soddisfacimento**. Una volta cliccato su di esso, compare una finestra in cui è contenuta la spiegazione relativa al suo significato:

Quando si calcola l'armatura, essa si dispone in modo tale che in tutti i punti (nodi della mesh di elementi finiti) del muro si superi la % di soddisfacimento dell'armatura del valore indicato. Dato che le azioni interne variano nei diversi punti, a causa delle spinte, dei carichi trasmessi dai solai e dai pilastri, ecc., si producono concentrazioni di azioni interne maggiori in determinate zone critiche, quali, ad esempio, l'incontro con il solaio (che è molto rigido, a causa dell'ipotesi di diaframma orizzontale), l'inizio o l'intersezione con altri muri. Dovendo disporre un'armatura avvolgente che copra questi 'picchi di sforzi', può essere che si stia penalizzando l'armatura generale disponendo più armatura del dovuto nella maggior parte del muro.

Ad esempio, supponga che l'armatura verticale di un muro in una sua faccia sia costituita da barre di diametro $\phi 20$ ogni 10 cm, quando, abitualmente, risulta sufficiente disporre barre $\phi 12$ ogni 20 cm. A tale scopo, modifichi l'armatura come indicato; il programma, successivamente, la verifica automaticamente.

È possibile che essa non verifichi in qualche punto; il programma lo indica mostrandola in rosso. Nei punti della parete del muro che non verifica compaiono rettangoli ombreggiati in rosso, e nella parte inferiore, lo stato "Non verifica" e un valore % del Fattore di soddisfacimento, che indica in % l'area del muro che verifica rispetto all'area totale.

Supponga, ad esempio, che tale valore sia pari a 87%; ciò significa che il 13% rappresenta l'area riempita tratteggiata in rosso che non verifica.

Il programma dispone di un'opzione che consente di stabilire a priori il fattore di soddisfacimento (consulti **Progetto**

> Dati generali > Per posizione > Opzioni relative a pilastri), di default uguale a 90%, dato che a causa della sua discretizzazione, è normale che esistano piccoli picchi. Se l'armatura da disporre copre almeno il 90% della superficie, è ragionevole che si ottengano dei risultati logici e prevedibili.

Ritornando all'esempio, sebbene non si abbia raggiunto il 90% (il valore è pari all'87%), non sembra logico disporre barre $\phi 12$ ogni 10 cm, in quanto con tale armatura e disposizione si copre l'87% del muro. In ogni caso, bisogna analizzare la causa di questo picco di azioni. Nel rettangolo rosso che non verifica può nascere un pilastro, per cui è normale che nasca una concentrazione di tensioni locali che può essere assorbita mediante l'armatura disposta per il pilastro.

Per verificare il pilastro, clicchi il pulsante **Visualizzare azioni interne**; il pilastro in questione si mostra ora in giallo. Clicchi sulla zona tratteggiata e, per ciascuna direzione in cui è disposta l'armatura, comparirà il Rapporto geometrico di armatura (se > 1 significa che è necessario disporre armatura aggiuntiva) e l'incremento di armatura da disporre come armatura aggiuntiva nella suddetta zona. Se decide di disporla, deve aggiungere un particolare costruttivo e indicarlo nel disegno esecutivo della parete del muro.

A volte l'armatura aggiuntiva da disporre è minima. Ad esempio, se l'armatura verticale destra è rappresentata da barre di diametro $\phi 6$ ogni 25 cm, in un punto quale quello indicato non vale la pena disporla. Bisogna valutare in ogni caso se ricorrere o meno ad armatura aggiuntiva.

Clicchi su **Terminare di visualizzare le armature aggiuntive** per recuperare il controllo relativo all'armatura aggiuntiva.

È inoltre possibile che si richieda un fattore di soddisfacimento minore; a tale scopo, clicchi su **F.soddisfacimento** e

lo lo riduca all'80%. Clicchi su **Accettare** e, in seguito, su **Ridimensionare**. Noti che si ottiene un'armatura minore, ad esempio barre $\phi 10$ ogni 20 cm, e che si mostra il fattore di soddisfacimento (per questo esempio 81.3%). Inoltre, compare un ulteriore punto che non verifica.

Proceda come sopra illustrato e controlli il valore acquisito dalle azioni interne. Infine, adotti la soluzione che reputa essere la più adeguata lasciando l'armatura che considera ragionevole per l'intera altezza del muro e, se presenti, le armature aggiuntive locali pertinenti.

L'esperienza di calcolo suggerisce che quando i punti appartengono ai bordi della mesh, in corrispondenza dell'incontro con solai o pilastri e in maniera puntuale o molto localizzata, è sufficiente un fattore di soddisfacimento pari approssimativamente a 90% ($\pm 5\%$).

Un altro caso che si può verificare con una certa frequenza è la comparsa dell'armatura trasversale, non abituale per armature il cui diametro è inferiore a $\phi 12$. Nel caso in cui le barre presentino un diametro maggiore di quest'ultimo valore, è normale disporre armatura trasversale, rappresentata da bracci di collegamento tra le armature delle facce per limitare l'instabilità delle barre.

Se, ultimata la procedura di calcolo, il programma dispone armatura trasversale di diametro non elevato, quest'ultima si può eliminare digitando '0' alla voce relativa al numero di legature, verificando il fattore di soddisfacimento, le armature aggiuntive necessarie e in quali punti sono richieste.

Come indicato in precedenza, se risulta necessario disporre l'armatura trasversale nelle zone critiche menzionate, non è sensato disporre bracci di collegamento trasversali lungo tutto il muro, per cui lasci il valore '0' alla voce corrispondente al numero di legature.

È anche possibile disporre bracci di collegamento trasversali. Sebbene non sia richiesto dal calcolo, l'esperienza consiglia di disporli in funzione dell'armatura di montaggio e della sicurezza nei confronti dell'instabilità locale delle barre.

Una volta modificato un piano, se esiste più di un piano interrato, controlli tutti i piani cercando di rendere uniformi il diametro e gli interferri, in modo tale da realizzare le sovrapposizioni in modo logico. Anche se non sono obbligatorie, le sovrapposizioni rendono l'armatura più facile da assemblare in opera.

Infine, non dimentichi che se modifica le armature e desidera recuperare i risultati forniti dal calcolo, cliccando su Ridimensionare potrà ottenerli nuovamente, perdendo le modifiche apportate ma rieseguendo il calcolo con il fattore di soddisfacimento corrente per il muro in questione..

4. Fondazione isolate

Nel presente capitolo si indicano le considerazioni generali da tenere in considerazione per la verifica e il dimensionamento degli elementi di fondazione che è possibile introdurre in CYPECAD al di sotto di supporti verticali definiti "con vincolo esterno".

Non dimentichi che può calcolarli sequenzialmente con il resto della struttura o indipendentemente da quest'ultima. Poiché si tratta di elementi "con vincolo esterno", la fondazione si calcola una volta eseguito il calcolo della struttura a partire dalle reazioni nei suddetti appoggi. Posto che si possono calcolare in maniera indipendente, è possibile apportare modifiche alla struttura senza danneggiare la fondazione, sebbene le sue reazioni possono variare.

4.1. Fondazioni isolate

Una volta ottenute le reazioni in corrispondenza degli elementi di sostegno della struttura (pilastri, pareti di taglio e muri), si crea un modello con tutti gli elementi di fondazione "con vincolo esterno" e le travi, rappresentato tramite la loro matrice di rigidezza. Quest'ultima, insieme alle ipotesi definite in termini di azioni agenti sulla fondazione (reazioni ottenute), si risolve mediante metodi frontali che consentono di ottenere gli spostamenti e le azioni interne in tutti gli elementi.

La procedura di calcolo è iterativa e inizia dalle dimensioni iniziali di ciascun elemento. All'interno della prima iterazione, si stabiliscono le seguenti considerazioni per determinare la rigidezza e il vincolo di ogni tipo di elemento:

- **Plinto isolato o plinto su pali**

Si considera come un solido rigido con un appoggio centrale, il cui vincolo in ciascuna direzione può essere una cerniera se in esso concorre una trave di collegamento, o un incastro se in esso concorre un cordolo di collegamento o non concorre nessun elemento.

- **Plinto continuo al di sotto del muro**

Si definisce come un solido rigido con un appoggio centrale che si considera incernierato in direzione trasversale se in esso concorrono travi di collegamento e/o altri muri, e incastrato in direzione longitudinale.

- **Cordolo di collegamento**

Si considera come un'asta i cui estremi sono incernierati e concorrono nell'asse che passa per il centro dell'elemento che collegano.

- **Trave di collegamento**

Si assume come un'asta le cui estremità si incastrano al bordo dell'elemento nei casi seguenti:

- Plinti zoppi e d'angolo, e nei plinti su uno o due pali, nelle direzioni che richiedono di essere centrate.
- Quando l'utente contrassegna manualmente il centraggio.

Gli estremi delle travi di collegamento si incernierano nei seguenti casi:

- Plinti centrati o plinti su tre o più pali.

- Plinti zoppi, d'angolo, e nei plinti su uno o più pali, nelle direzioni in cui non richiedono di essere centrati.
- Quando l'utente disattiva manuale il centraggio.

Pertanto, l'utente può modificare i vincoli in corrispondenza degli estremi e, analogamente a quanto si verifica con i cordoli di collegamento, gli estremi raggiungono l'asse che passa per il centro dell'elemento cui si collegano.

- **Muri perimetrali e travi di collegamento che concorrono trasversalmente in un plinto continuo al di sotto di un muro**

Si può osservare tale insieme di elementi nella figura sottostante:

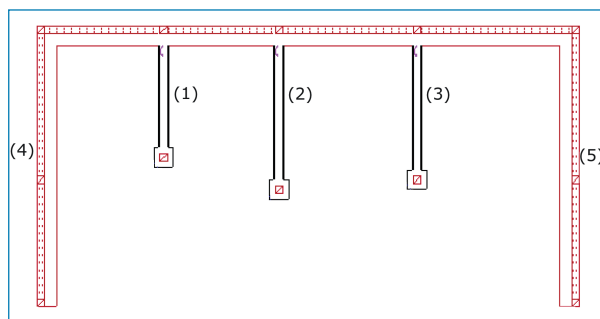


Fig. 4.1

I muri perimetrali (4) e (5) presentano una grande rigidità rispetto a quella posseduta dalle travi (1), (2) e (3). Pertanto si decide di eseguire una semplificazione, in modo tale che l'effetto del centraggio si ripartisca ugualmente fra tutti gli elementi che concorrono trasversalmente nel plinto; si effettua la media delle rigidità delle travi di collegamento e si assegna a tutti gli elementi che quest'ultima centra, compresi i muri, in modo tale che tutti essi contribuiscano in maniera equi-

librata ed equatruiscono in modo bilanciato e uguale.

Per ottenere un calcolo maggiormente preciso, si dovrebbe considerare l'interazione terreno-struttura potendo disporre di un modello di terreno adeguato. Tuttavia, a causa della complessità di questo calcolo, sembra ragionevole usare il calcolo semplificato sopra menzionato, in quanto il plinto si considera rigido e non riceve azioni torcenti.

Per ottenere un'analisi raffinata, si dovrebbe considerare l'interazione terreno-struttura e disporre di un modello adeguato per simulare il comportamento del terreno. Tuttavia, a causa della complessità della suddetta analisi, risulta ragionevole ricorrere alla semplificazione menzionata, in quanto il plinto si considera rigido e non è sottoposto a torsione.

Il programma esegue un numero più o meno consistente di iterazioni a seconda dell'opzione selezionata dall'utente:

- **Dimensionamento veloce**

Ultimata la prima iterazione, si dimensionano i plinti e i plinti su pali con le azioni interne ottenute. A questo punto, si esegue una seconda iterazione e si dimensionano nuovamente gli elementi, travi comprese. Usando la geometria ricavata da quest'ultima iterazione, si realizza un terzo ed ultimo calcolo e si verificano tutti gli elementi, potendo accadere che qualche elemento non verifichi.

- **Dimensionamento completo**

Ultimata la prima iterazione, il programma continua a iterare fino a quando tutti gli elementi verificano, salvo quando si raggiungono i limiti dimensionali massimi consentiti per ciascun elemento, nel qual caso esistono alcuni elementi che non verificano.

4.2. Modulo Calcolo avanzato di fondazioni superficiali

Oltre a quanto sopra esposto, per il dimensionamento degli elementi di fondazione si può usare il modulo Calcolo avanzato di fondazioni superficiali, che consente di:

- Definire travi che si estendono fra altre travi.
- Applicare carichi lineari, puntuali e superficiali sugli elementi di fondazione, che si tengono in considerazione per il dimensionamento di tutti gli elementi.
- Applicare sulla superficie degli elementi i carichi definiti sulla fondazione, i permanenti portati e i sovraccarichi d'uso generale.
- Ripartire sugli elementi fondazione i carichi trasmessi dalle scale che nascono in fondazione, sia quelli corrispondenti all'inizio che quelli relativi ai loro muri di appoggio intermedi.
- Definire limiti perimetrali per i plinti di fondazione, in modo che possano presentare forma poligonale, dimensionandoli con tale forma in corrispondenza delle loro basi di appoggio e disponendo un'armatura adattata al loro contorno.

4.3. Plinti isolati

CYPECAD esegue il calcolo di plinti in calcestruzzo armato e non armato (la invitiamo a consultare il paragrafo 4.9. Plinti in calcestruzzo non armato della presente memoria di calcolo) con le seguenti caratteristiche:

- Plinti ad altezza costante
- Plinti ad altezza variabile o plinti piramidali

In pianta, si classificano in:

- Quadrati
- Rettangolari centrati
- Rettangolari eccentrici (casi particolari: plinti zoppi e plinti d'angolo)

Ogni plinto può rappresentare la fondazione di un numero illimitato di supporti (pilastri, pareti di taglio e muri).

Le risultanti dei carichi trasmessi dai supporti si trasferiscono al centro del plinto. Le azioni interne trasmesse sono:

N: Azione assiale

M_x : Momento in x

M_y : Momento in y

Q_x : Taglio in x

Q_y : Taglio in y

T: Momento torcente

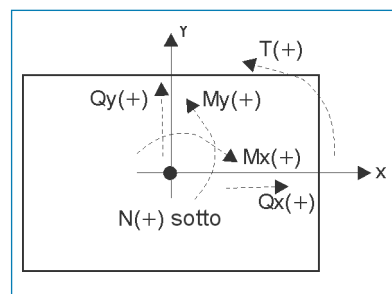


Fig. 4.2

Le ipotesi considerate possono essere: Peso proprio, Carico di esercizio, Vento, Neve e sismici Sisma.

Gli stati da verificare sono:

- Tensioni sul terreno
- Equilibrio
- Calcestruzzo (flessione e taglio)

Si può eseguire un dimensionamento a partire dalle dimensioni di default definite nelle opzioni del programma o da alcune dimensioni date.

Inoltre, è possibile ricavare l'armatura a partire da una geometria determinata.

Bisogna verificare le prescrizioni previste dalle normative relativamente alla geometria e all'armatura dei plinti.

4.3.1. Tensioni sul terreno

Si considera un diagramma di deformazione piana per il plinto, per cui, in funzione delle azioni interne, si ricavano dei diagrammi trapezoidali di tensioni sul terreno. Non si consentono trazioni, quindi, nel momento in cui la risultante giaccia al di fuori del nucleo centrale, compaiono zone prive di tensione.

La risultante deve giacere all'interno del plinto, altrimenti non è in equilibrio. Si tiene in considerazione il peso proprio del plinto.

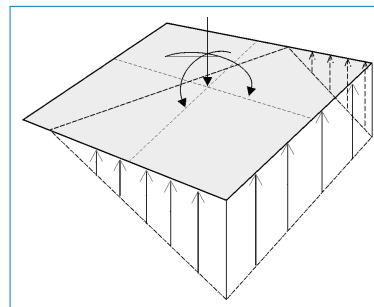


Fig. 4.3

Il programma verifica che:

- La tensione media non ecceda quella ammissibile del terreno.
- La tensione massima ai bordi non superi quella del terreno definita per ogni situazione incrementata di una determinata percentuale, indicata qui sotto per le seguenti combinazioni:
 - Carichi gravitazionali: 25%
 - In presenza di carichi del vento: 25%
 - In presenza di carichi sismici: 25%

I suddetti valori sono facoltativi e si possono modificare. Nel riquadro di dialogo **Dati generali**, è possibile indicare tensioni differenti per situazioni persistenti e transitorie da quelle definibili per situazioni sismiche e accidentali.

4.3.2. Stati di equilibrio

Applicando le combinazioni corrispondenti a un dato stato limite, si verifica che la risultante giaccia all'interno del plinto.

L'eccesso rispetto al coefficiente di sicurezza si esprime mediante il concetto % di riserva di sicurezza:

$$\left(\frac{0.5 \cdot \text{larghezza plinto}}{\text{eccentricità risultante}} - 1 \right) \cdot 100$$

Se tale valore è uguale a zero, l'equilibrio si raggiunge a malapena, mentre se è elevato, indica che ci si trova troppo a favore di sicurezza.

4.3.3. Sati relativi al calcestruzzo

Si devono verificare la flessione del plinto e le tensioni tangenziali.

4.3.3.1. Momenti flettenti

Nel caso di un singolo pilastro, come sezione di verifica si considera quella situata a una distanza pari a 0.15 volte la dimensione del pilastro verso il suo interno.

Se sono presenti più supporti, si calcolano i momenti in entrambe le direzioni x e y in molte sezioni lungo tutto il plinto, in presenza di pilastri in acciaio e piastre di ancoraggio, nel punto medio tra la piastra di ancoraggio e il profilato.

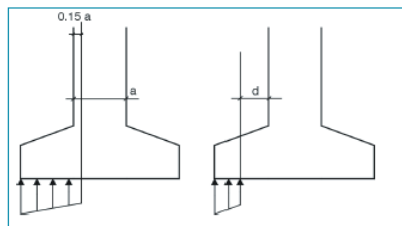


Fig. 4.4

4.3.3.2. Taglio

La sezione di riferimento si situa a una distanza uguale all'altezza utile dai bordi del supporto. In presenza di più supporti, le sezioni possono sovrapporsi a causa della loro prossimità; in tal caso il programma emette un messaggio di avviso.

4.3.3.3. Ancoraggio delle armature

Si verifica l'ancoraggio delle armature agli estremi, realizzando le relative piegature se necessario.

4.3.3.4. Altezze minime

Si verifica l'altezza minima specificata dalla norma selezionata.

4.3.3.5. Interferro

Si verificano gli interferri minimi stabiliti dalla norma selezionata; nella pratica progettuale si assume un interferro minimo pari a 10 cm.

4.3.3.6. Rapporti di armatura minimi e massimi

Si verifica il soddisfacimento dei rapporti geometrici e meccanici minimi di armatura specificati nella norma selezionata.

4.3.3.7. Diametri minimi

Si verifica che i diametri delle armature siano almeno quelli minimi contemplati dalla norma selezionata.

4.3.3.8. Dimensionamento

Il dimensionamento a flessione e a taglio obbligano a conferire alle sezioni in calcestruzzo altezze tali che non sia necessario disporre rispettivamente armatura a compressione e armatura trasversale.

4.3.3.9. Verifica a compressione obliqua

Si esegue in corrispondenza del bordo di appoggio e consiste nell'accertarsi che non si ecceda la tensione nel calcestruzzo dovuta a rottura per compressione obliqua. A seconda del tipo di supporto, al fine di tenere in considerazione l'effetto dell'eccentricità dei carichi, l'azione assiale si moltiplica per:

- Supporti interni: 1.15
- Supporti perimetrali: 1.4
- Supporti d'angolo: 1.5

Si dimensionano sempre plinti rigidi, nonostante il programma emetta un avviso relativo al fatto che la verifica a compressione obliqua non è soddisfatta solamente nel momento in cui il rapporto sbalzo/altezza sia minore o uguale a 2.

Nel dimensionamento di plinti con più elementi di appoggio, la snellezza si limita a un valore pari a 8, essendo quest'ultima il rapporto fra la luce tra i supporti e l'altezza del plinto. L'utente dispone inoltre di alcune opzioni relative al dimensionamento che consentono di scegliere la modalità di crescita del plinto o di fissare una dimensione specifica a seconda del tipo di plinto. Logicamente, i risultati sono differenti a seconda dell'opzione selezionata.

Quando il diagramma delle tensioni non interessa tutto il plinto, possono nascere trazioni lungo la faccia superiore a causa del peso dello sbalzo del plinto; in tal caso il programma dispone armatura superiore se necessaria.

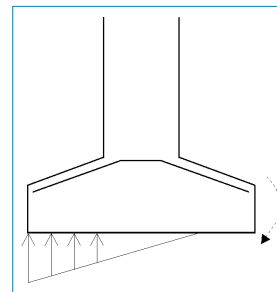


Fig. 4.5

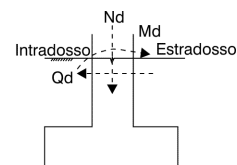
4.4. Plinti continui al di sotto dei muri

Il programma dimensiona i plinti continui in calcestruzzo armato al di sotto dei muri.

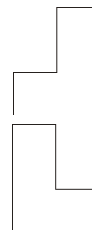
Si può disporre tale tipo di plinti al di sotto di muri di sostegno, di muri di piani interrati o di muri portanti.

Esistono tre tipi di plinti:

- Con sbalzi su entrambi i lati



- Con sbalzo a sinistra



- Con sbalzo a destra

Si utilizzano come fondazioni di muri in calcestruzzo armato e di muri in muratura.

La geometria si definisce all'interno del riquadro di dialogo relativo all'inserimento dei dati del muro.

Si dimensionano e verificano nello stesso modo dei plinti rettangolari (la invitiamo a consultare il paragrafo **Plinti isolati**); l'unica differenza consiste nella modalità di applicazione dei carichi.

Mentre in un pilastro, sia esso quadrato o rettangolare allungato, i carichi si applicano in corrispondenza del suo asse geometrico, in un muro agiscono carichi uniformemente distribuiti lungo tutta la sua estensione. È come se la risultante si convertisse in una distribuzione di tensioni applicate lungo la base del muro, discretizzata in gradini realizzati internamente dal programma a seconda delle sue dimensioni.

In maniera semplice, riassumendo il suddetto graficamente:

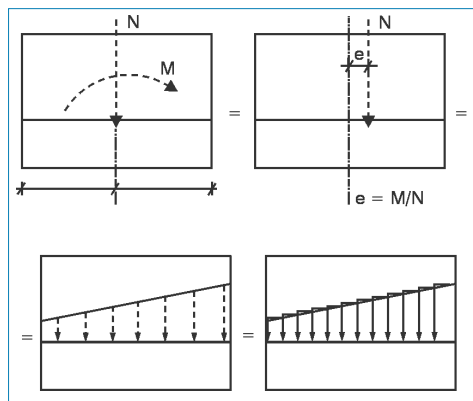


Fig. 4.6

4.5. Travi di collegamento

Il programma calcola travi di collegamento in calcestruzzo armato tra elementi di fondazione.

Si usano per centrare i momenti in plinti e in plinti su pali. Sono disponibili due tipi:

- Momenti negativi: $A_S > A_i$ 
- Momenti positivi: Armatura simmetrica 

Esistono alcune tabelle di armature definibili e modificabili per ciascun tipo.

Le sollecitazioni agenti sulle travi di collegamento sono i momenti e i tagli necessari per la loro azione di centraggio.

Vale inoltre quanto sotto riportato:

- Non ammettono carichi su di esse e non si considera nemmeno il loro peso proprio. Si ipotizza che i carichi si trasmettano al terreno senza generare la nascita di azioni interne in esso.
- Quando in un plinto o in un plinto su pali concorrono più travi di collegamento, la sollecitazione agente su ciascuna di esse è proporzionale alla loro rigidità.
- Possono essere sottoposte a sollecitazioni in corrispondenza di un solo o di entrambi gli estremi.

Nel caso in cui si introduca una trave di collegamento con lunghezza minore di 25 cm, il programma emette un messaggio in cui avvisa che essa è troppo corta.

Esiste una tabella di armatura per ciascun tipo; il programma controlla che l'armatura disposta verifichi per le sollecitazioni cui la trave è sottoposta.

Si eseguono le seguenti verifiche:

- Diametro minimo dell'armatura longitudinale
- Diametro minimo dell'armatura trasversale

- Rapporto geometrico minimo di armatura a trazione
- Rapporto meccanico minimo di armatura (si ammettono riduzioni)
- Rapporto geometrico e meccanico massimo di armatura longitudinale
- Interfero minimo (armature longitudinali)
- Passo minimo delle staffe
- Interfero massimo (armatura longitudinale)
- Passo massimo delle staffe
- Larghezza minima delle travi ($\geq 1/20$ luce)
- Altezza minima delle travi ($\geq 1/12$ luce)
- Fessurazione (0.3 mm)
- Lunghezza di ancoraggio dell'armatura superiore
- Lunghezza di ancoraggio dell'armatura di pelle
- Lunghezza di ancoraggio dell'armatura inferiore
- Flessione (in assenza di armatura a compressione)
- Taglio (calcestruzzo + staffe resistenti a taglio)

Si ammette una certa tolleranza per quanto riguarda l'angolo di deviazione della trave di collegamento quando si collega al bordo del plinto (15°).

È disponibile un'opzione che consente di stabilire il rapporto geometrico minimo di armatura a trazione.

Esistono alcuni criteri che forniscono informazioni circa come disporre la trave rispetto al plinto, in funzione dell'altezza relativa di entrambi gli elementi, allineandola alla faccia superiore o inferiore.

Si realizzano le seguenti verifiche:

- Diametro minimo dell'armatura longitudinale
- Diametro minimo dell'armatura trasversale
- Rapporto minimo di armatura a trazione
- Rapporto minimo meccanico di armatura (si accettano riduzioni)
- Rapporto massimo di armatura longitudinale
- Interfero minimo tra armatura longitudinale
- Passo minimo delle staffe
- Interfero minimo dell'armatura longitudinale
- Passo massimo delle staffe
- Larghezza minima della trave ($\geq 1/20$ luce)
- Altezza minima della trave ($\geq 1/12$ luce)
- Verifica a fessurazione (0.3 mm)
- Lunghezza di ancoraggio dell'armatura superiore
- Lunghezza di ancoraggio dell'armatura di pelle
- Lunghezza di ancoraggio dell'armatura inferiore
- Verifica a flessione (senza armatura a compressione)
- Verifica a taglio (calcestruzzo + staffe per sopportare il taglio)

È consentita una certa quantità di deviazione in corrispondenza del punto in cui la trave di collegamento si trova al di sotto del bordo del plinto (15°).

È disponibile un'opzione per cui l'utente può fissare il rapporto geometrico minimo di armatura a trazione.

Il programma segue dei criteri quando dispone la trave rispetto al plinto, a seconda dell'altezza relativa tra entrambi gli elementi, ed essa viene livellata nella parte superiore della faccia inferiore.

Il programma usa combinazioni di travi di collegamento, per tutti i dimensionamenti e per tutte le verifiche, eccetto nel caso di fessurazione, in cui il programma usa le tensioni agenti sul terreno.

4.6. Cordoli di collegamento

Il programma calcola cordoli di collegamento tra elementi di fondazione in calcestruzzo armato.

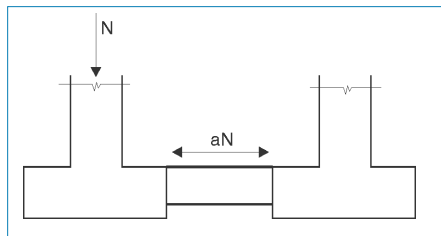


Fig. 4.7

Si usano per controventare i plinti e assorbono le sollecitazioni orizzontali imputabili al sisma.

L'azione assiale massima si moltiplica per l'accelerazione sismica di calcolo 'a' (non inferiore a 0.05); le azioni derivanti da tale prodotto si considerano di trazione e di compressione ($a \cdot N$).

In maniera facoltativa si dimensionano a flessione sotto l'azione di un carico uniforme $p = 10 \text{ kN/m}$, prodotto dalla compattazione del terreno e dal massetto sovrastante. Si dimensionano per un momento negativo e positivo pari a $pl^2/12$ e a un taglio $pl/2$, dove l è la luce della trave.

Si utilizzano alcune tabelle di armatura con armatura simmetrica su entrambe le facce.

Si eseguono le verifiche seguenti:

- Diametro minimo dell'armatura longitudinale
- Diametro minimo dell'armatura trasversale
- Rapporto geometrico minimo di armatura a trazione (se si è attivato il carico dovuto alla compattazione).

- Rapporto geometrico minimo di armatura a compressione (se si è attivato il carico imputabile alla compattazione).
- Armatura meccanica minima
- Interfero minimo (armature longitudinali)
- Interfero massimo (armature longitudinali)
- Passo minimo delle staffe
- Passo massimo delle staffe
- Larghezza minima delle travi ($\geq 1/20$ luce)
- Altezza minima delle travi ($\geq 1/12$ luce)
- Fessurazione (0.3 mm, non considerando il sisma)
- Lunghezza di ancoraggio dell'armatura superiore
- Lunghezza di ancoraggio dell'armatura di pelle
- Lunghezza di ancoraggio dell'armatura inferiore
- Taglio (solamente in presenza di carico di compattazione)
- Flessione (solamente in presenza di carico di compattazione)
- Azione assiale

Sono disponibili opzioni che consentono di prolungare la staffatura fino alla faccia del plinto o fino al supporto.

È inoltre facoltativo selezionare la posizione della trave con allineamento superiore o inferiore con il plinto a seconda delle loro altezze relative.

Si realizzano le seguenti verifiche:

- Diametro minimo dell'armatura longitudinale
- Diametro minimo dell'armatura trasversale
- Rapporto geometrico minimo di armatura a trazione (se è stata attivata l'opzione relativa al sovraccarico agente sul terreno compatto).

- Rapporto geometrico minimo di armatura a compressione (se è stata attivata l'opzione relativa al sovraccarico agente sul terreno compatto).
- Rapporto meccanico minimo di armatura
- Interfero minimo armatura longitudinale
- Interfero massimo armatura longitudinale
- Passo minimo delle staffe
- Passo massimo delle staffe
- Larghezza minima della trave ($\geq 1/20$ luce)
- Altezza minima della trave ($\geq 1/12$ luce)
- Verifica a fessurazione (0.3 mm, non tenendo in considerazione i carichi sismici)
- Lunghezza di ancoraggio dell'armatura superiore
- Lunghezza di ancoraggio dell'armatura di pelle
- Lunghezza di ancoraggio dell'armatura inferiore
- Verifica a fessurazione (solo con sovraccarico agente su terreno compatto)
- Plinto su 1 palo (A)
- Plinto su 2 pali (B)
- Plinto su 3 pali (C)
- Plinto su 4 pali (D)
- Plinto su pali lineare. Si può scegliere il numero di pali; il valore di default è 3 (B).
- Plinto su pali rettangolare. È possibile scegliere il numero di pali; il valore di default è 9 (D).
- Plinto rettangolare su 5 pali (uno dei quali centrale) (D).
- Plinto pentagonale su 5 pali (C).
- Plinto pentagonale su 6 pali (C).
- Plinto esagonale su 6 pali (C).
- Plinto esagonale su 7 pali (uno dei quali centrale) (C)

N.B.: CYPECAD consente di definire più supporti su un unico plinto su pali; tuttavia non dimentichi che si ottiene la risultante ed è con questa che il programma verifica il plinto.

Check for bending (only with compacted soil surcharge)

- Verifica a taglio (solamente con sovraccarico agente su terreno compatto)
- Verifica ad azione assiale

Sono disponibili opzioni per prolungare le staffe fino alla superficie del plinto o fino al sostegno.

La posizione della trave; se è livellata alla parte superiore o inferiore del plinto, a seconda della sua altezza relativa.

4.7. Plinti su pali

Il programma calcola plinti in calcestruzzo armato su pali a sezione quadrata o circolare conformemente alle seguenti tipologie:

4.7.1. Criteri di calcolo

I plinti su pali tipo A si basano su un modello di carichi concentrati su zone piene e si armano tramite staffe verticali e orizzontali (facoltativamente con diagonali).

I plinti su pali tipo B si basano su modelli di bielle e tiranti e si armano come travi, con armatura longitudinale inferiore, superiore e di pelle, oltre a staffe verticali.

I plinti su pali tipo C si basano su modelli di bielle e tiranti e si armano con armature laterali, diagonali, griglie di armatura inferiori e superiori e armatura perimetrale di confinamento.

I plinti su pali tipo D si basano su modelli di bielle e tiranti e si armano con armature laterali, diagonali (ad eccezione del plinto su pali rettangolare), griglie di armatura inferiori e superiori.

È possibile dimensionare e verificare qualsiasi plinto su pali.

Si verificano gli aspetti geometrici e meccanici con alcune dimensioni e armature date. Si possono o meno definire carichi. Il dimensionamento si esegue solo ed esclusivamente in presenza di carichi; a partire da alcune dimensioni minime assunte dal programma (dimensionamento completo) o da alcune dimensioni iniziali stabilite dall'utente (dimensioni minime), si ricavano (se possibile) una geometria e delle armature conformemente alla norma selezionata e alle opzioni definite.

Essendo la norma spagnola EHE quella che fornisce maggiori informazioni circa il calcolo di plinti su pali, si adotta come norma base per gli stessi, assunti sempre rigidi; in altri casi si utilizzano criteri derivanti da altre norme (ad ogni modo negli elenchi di verifica si riportano gli articoli della normativa selezionata sulla base dei quali si esegue la verifica in questione).

4.7.2. Convenzioni di segno

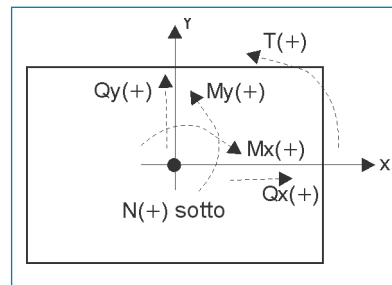


Fig. 4.8

4.7.3. Considerazioni relative al calcolo e alla geometria

Quando si definisce un plinto su pali, è necessario inoltre indicarne il tipo, il numero e la loro posizione, oltre alla loro capacità portante, vale a dire il carico che sono in grado di sopportare (senza amplificazioni).

In primo luogo è necessario calcolare i carichi agenti sui pali, che sono il risultato della considerazione del peso proprio del plinto su pali, delle azioni esterne e dell'applicazione della formula classica di Navier:

$$P_i = \frac{N}{\text{numero di pali}} + M_x \cdot \frac{x_i}{\sum x_i^2} + M_y \cdot \frac{y_i}{\sum y_i^2}$$

con le combinazioni di tensioni agenti sul terreno.

Si ricava la sua capacità portante del palo più carico e, se si eccede quest'ultima, il programma emette un avviso.

Quando si definisce un palo, si chiede la distanza minima tra i pali, che deve essere fornita dall'utente (valore di default pari a 1 m) in funzione del tipo di palo, diametro, terreno, ecc..

Anche nel momento in cui si definisca un plinto su più di un palo, l'utente deve indicare le distanze tra gli assi dei pilastri (1 m di default); si verifica che la suddetta distanza sia superiore alla distanza minima.

La verifica e il dimensionamento di pali si basa sul carico massimo sopportato dal palo più caricato applicando le combinazioni di Calcestruzzo selezionate ai carichi in funzione delle ipotesi definite.

Se desidera che tutti i plinti su pali della medesima tipologia possiedano una geometria e un'armatura specifica per uno stesso tipo di palo, può ricorrere a un'opzione relativa ai plinti su pali, Carichi per pali, che, una volta attivata, consente di unificare i plinti su pali in modo tale da poter dimensionare il plinto su pali per la capacità portante del palo.

In questo caso è necessario definire un coefficiente di amplificazione della capacità portante (coefficiente di sicurezza) identificato con il termine Coefficiente di utilizzo del palo (valore di default pari a 1.5). Se non si desidera considerare l'intera capacità portante del palo, è possibile considerare solo una determinata percentuale, denominata Frazione dei carichi dei pali, il cui valore può variare tra 0 e 1 (valore di default pari a 1). In questo caso, il programma determina il massimo tra il valore precedente, funzione della capacità portante, e il valore massimo dei pali in funzione dei carichi esterni applicati.

Per quanto concerne le azioni interne, si eseguono le seguenti verifiche:

- Avviso relativo alla presenza di trazioni nei pali: trazione massima $\geq 10\%$ compressione massima
- Avviso relativo alla presenza di momenti flettenti: è necessario disporre travi di collegamento
- Avviso relativo alla presenza di tagli eccessivi: se il taglio in certe combinazioni eccede il 3% dell'azione assiale conviene disporre pali inclinati

- Avviso relativo alla presenza di momenti torcenti se si sono definiti nei carichi

Se si introducono travi di collegamento, esse assorbono i momenti nella direzione in cui agiscono; in plinti su un unico palo, si richiedono sempre in entrambe le direzioni. In plinti lineari su 2 pali sono necessarie nella direzione perpendicolare alla linea dei pali. In questi casi, la trave di collegamento si dimensiona per un momento aggiuntivo pari al 10% dell'azione assiale.

Il programma non considera nessuna eccentricità minima o costruttiva – per plinti su 3 o più pali – nonostante sia abituale considerarla per evitare disposizioni non corrette di pilastri o degli stessi plinti su pali.

Incrementi i momenti di una quantità pari a $(0.10 \times N)$ nelle corrispondenti ipotesi di carico se lo ritiene opportuno e se possibile, o controlli i carichi agenti sui pali e la loro riserva di carico.

Se agisse più di una trave di collegamento nella medesima direzione, il momento si ripartisce proporzionalmente alle loro rigidezze. Si conducono le seguenti verifiche:

• Verifiche generali:

- Avviso della presenza di supporti molto distanti l'uno dall'altro
- Avviso che non si sono definiti supporti
- Sbalzo minimo dal perimetro del palo
- Sbalzo minimo dall'asse del palo
- Sbalzo minimo dal pilastro
- Larghezza minima del palo
- Capacità portante del palo

• Verifiche particolari:

Per ogni tipo di plinto su pali si eseguono le verifiche geometriche e meccaniche contemplate dalla norma selezionata. Si raccomanda di realizzare un esempio per ciascun tipo e di ottenere l'elenco delle verifiche, in

cui può verificare tutte e ciascuna delle verifiche eseguite, avvisi emessi e riferimenti agli articoli della norma o criteri usati dal programma.

Per quanto concerne i plinti su pali, si possono ricavare elenchi contenenti i dati inseriti, computi materiali, tabelle relative ai pali ed elenchi di verifica.

Come menzionato in precedenza, è possibile definire più supporti su un medesimo plinto su pali, per cui si sono imposte alcune limitazioni geometriche sottoforma di avviso per quanto concerne le distanze dei supporti dai bordi o dai pali.

Nel momento in cui più supporti insistono su un plinto su pali, si ottiene la loro risultante applicata al centro del plinto su pali, usando il metodo di bielle e tiranti e ipotizzando che il plinto su pali sia rigido. Pertanto, si assume la validità di questo metodo; tuttavia, a seconda del caso particolare da analizzare, può succedere che questo metodo perda di validità. Quindi, l'utente deve eseguire manualmente le correzioni che reputa più opportune e i calcoli complementari necessari nel momento in cui il suddetto metodo perda di validità.

4.8. Piastre di ancoraggio

Per quanto riguarda la verifica di una piastra di ancoraggio, il programma considera che essa sia rigida conformemente all'ipotesi di Bernoulli; ciò implica che rimanga piana nei confronti delle sollecitazioni cui è sottoposta, in modo tale da poter trascurare qualsiasi deformazione che può nascere in essa e che possa influenzare la ripartizione dei carichi. Affinché ciò si verifichi, la piastra di ancoraggio deve essere simmetrica (cosa sempre assicurata dal programma) e sufficientemente rigida (spessore minimo in funzione del lato).

Le verifiche da eseguire affinché una piastra di ancoraggio possa essere ritenuta valida si dividono in tre gruppi a se-

conda dell'elemento verificato: calcestruzzo in fondazione, bulloni di ancoraggio e la piastra stessa, compresi gli irrigidimenti, se presenti.

1. **Verifiche del calcestruzzo.** Consiste nel verificare che non si superi la tensione ammissibile del calcestruzzo nel punto più compresso al di sotto della piastra. Il metodo usato è quello delle tensioni ammissibili, in cui si assume una distribuzione triangolare di tensioni di compressioni sul calcestruzzo. La verifica del calcestruzzo si esegue solamente quando la piastra è appoggiata sullo stesso e non è sottoposta a uno stato di trazione semplice o composta. Inoltre si trascura l'attrito fra il calcestruzzo e la piastra di ancoraggio, cioè, la resistenza a taglio e a torsione si affida esclusivamente ai bulloni.
2. **Verifiche sui bulloni.** In linea generale, ogni bullone è sottoposto a un'azione assiale e a un taglio; ciascuna sollecitazione si valuta in modo indipendente. Il programma considera che i bulloni di piastre di ancoraggio appoggiate direttamente sulla fondazione lavorino solamente a trazione. Nel momento in cui la piastra sia situata a una determinata altezza al di sopra della fondazione, i bulloni possono lavorare a compressione, nel qual caso si esegue la corrispondente verifica di instabilità sugli stessi (si assume il modello di trave incastrata ai due estremi, con la possibilità che nasca scorrimento relativo tra gli appoggi in direzione normale alla direttrice: $b=1$) e il trasferimento delle azioni interne alla fondazione (compare flessione dovuta ai tagli agenti sulla sezione).

Il programma suddivide le verifiche in ogni bullone in tre gruppi:

Tensione nel gambo. Consiste nel verificare che la tensione non ecceda la resistenza di calcolo del bullone.

Verifica del calcestruzzo circostante. Oltre alla rottura del gambo del bullone, un'altra causa che può comportare rottura è rappresentata dalla rottura del calcestruzzo circostante imputabile a uno dei seguenti motivi:

- Scorrimento per perdita di aderenza.
- Rottura dovuta a frattura del cono.
- Rottura per taglio (concentrazione di tensioni per effetto cuneo)

Per calcolare il cono di rottura di ciascun bullone, il programma ipotizza che la sua generatrice formi un angolo di 45° con l'asse del bullone. Si tiene in considerazione la riduzione dell'area effettiva all'interno del cono di frattura in questione causata dalla presenza di altri bulloni vicini.

Non si considerano i seguenti effetti, la cui comparsa deve essere verificata dall'utente:

- Bulloni molto prossimi al bordo della fondazione. Nessun bullone si deve trovare a una distanza minore della loro lunghezza di ancoraggio dal bordo della fondazione, dato che si ridurrebbe l'area effettiva del cono di frattura e inoltre nascerebbe un ulteriore meccanismo di rottura laterale per taglio non contemplato dal programma.
- Spessore ridotto della fondazione. Non si contempla l'effetto del cono di frattura globale che compare quando ci sono più bulloni raggruppati e lo spessore del calcestruzzo è piccolo.
- Il programma non contempla la possibilità di usare bulloni passanti, dato che non esegue le verifiche necessarie in tal caso (tensioni sull'altra faccia del calcestruzzo).

Schiacciamento della piastra. In ogni bullone, il programma verifica anche che non si ecceda il taglio che produrrebbe lo schiacciamento della piastra contro il bullone.

3. Verifiche sulla piastra. Calcolo delle tensioni globali. Il programma crea quattro sezioni attorno al perimetro della sezione, verificandole tutte in termini di tensioni. La suddetta verifica si esegue solamente per piastre con sbalzi (non si tiene in considerazione l'instabilità locale degli irrigidimenti, e l'utente deve verificare che i loro rispettivi spessori non li rendano eccessivamente snelli).

Calcolo delle tensioni locali: Si tratta di verificare tutte le piastre locali in cui la sezione e gli irrigidimenti dividono la piastra principale. Per ognuna di tali piastre locali, a partire dalla distribuzione di tensioni nel calcestruzzo e dalle azioni assiali nei bulloni, si calcola il loro momento flettente più gravoso, che si paragona in seguito al momento flettente plastico di rottura. Ciò sembra ragionevole, dato che per verificare ogni piastra locale si assume il suo punto più sfavorevole, in cui si ottiene un picco locale di tensioni che può diminuire per la comparsa di plasticizzazioni, senza ridurre la sicurezza della piastra.

4.9. Plinti in calcestruzzo non armato

I plinti in calcestruzzo non armato sono quelli in cui le sollecitazioni allo stato limite ultimo sono sopportate unicamente dal calcestruzzo.

Tuttavia, il programma consente di disporre griglie di armatura nei plinti, anche se questi ultimi si trattano alla stregua di elementi debolmente armati, cioè, come elementi in cui le armature presentano la funzione di controllare la fessurazione dovuta al ritiro e alla contrazione termica, ma che non si considerano in termini di resistenza, cioè, per resistere alle sollecitazioni.

È opportuno sottolineare che le strutture in calcestruzzo non armato richiedono un'attenzione molto più particolare nella loro progettazione ed esecuzione rispetto a strutture in calcestruzzo armato o precompresso.

Nella presente memoria di calcolo, si trattano gli aspetti di tali plinti che presentano differenze significative con i plinti in calcestruzzo armato; per quanto concerne le opzioni comuni a entrambe le tipologie, si fa riferimento al dei paragrafo relativo ai plinti in calcestruzzo armato.

4.9.1. Calcolo di plinti come solidi rigidi

Nel caso di plinti isolati, il calcolo dei plinti come solidi rigidi comprende due verifiche:

- Verifica al ribaltamento.
- Verifica delle tensioni sul terreno.

Queste due verifiche sono identiche a quelle eseguite per plinti in calcestruzzo armato e si illustrano nei capitoli ad essi relativi.

4.9.2. Calcolo di plinti come elementi in calcestruzzo non armato

In questo paragrafo si espongono le principali differenze con i plinti in calcestruzzo armato. Nel seguito si espongono le tre verifiche che si eseguono per il calcolo strutturale dei plinti in calcestruzzo non armato.

4.9.2.1. Verifica a flessione

Le sezioni di riferimento che si impiegano per il calcolo a flessione in plinti in calcestruzzo non armato sono le stesse di quelle usate in plinti in calcestruzzo armato e si mostrano nel paragrafo corrispondente della presente memoria di calcolo.

In tutte le sezioni, si verifica che le tensioni prodotte dal momento flettente di calcolo, sotto l'ipotesi di deformazio-

ne piana, siano inferiori alla resistenza a flessotrazione data dalla seguente formula:

$$f_{ck,min} = 1.43 \cdot \left(\frac{16.75 + h^{0.7}}{h^{0.7}} \right) \cdot f_{ctd,min}$$

$$f_{ctd,min} = \frac{0.21}{1.5} \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2}$$

dove f_{ck} è espressa in N/mm² e h (altezza) in mm.

4.9.2.2. Verifica a taglio

Le sezioni di riferimento che si utilizzano per il calcolo a taglio in plinti in calcestruzzo non armato sono le stesse di quelle usate in plinti in calcestruzzo armato e si mostrano nel paragrafo corrispondente della presente memoria di calcolo.

In tutte le sezioni si verifica che la tensione tangenziale massima prodotta dal taglio non ecceda il valore $f_{ct,d}$, calcolato mediante la formula seguente:

$$f_{ct,d} = \frac{0.21}{1.5} \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2}$$

4.9.2.3. Verifica a compressione obliqua

La verifica a rottura del calcestruzzo dovuta a compressione obliqua si esegue in corrispondenza del bordo dell'appoggio e consiste nel verificare che la tensione tangenziale di calcolo lungo il suo perimetro sia inferiore o uguale a un determinato valore massimo.

La suddetta verifica si esegue nella stessa maniera per tutte le norme applicando quanto previsto dall'articolo 46.4 della norma spagnola EHE-98. Tale articolo stabilisce quanto segue:

$$\tau_{sd} \leq \tau_{rd}$$

$$\tau_{sd} = \frac{F_{sd,ef}}{u_0 \cdot d}$$

$$F_{sd,ef} = \beta \cdot F_{sd}$$

$$\tau_{rd} = f_{cd} = 0.30 \cdot f_{cd}$$

Dove:

- f_{cd} è la resistenza di calcolo del calcestruzzo a compressione semplice
- F_{sd} è l'azione assiale trasmessa dal supporto al plinto
- β è un coefficiente che tiene in considerazione l'eccentricità del carico. Quando non c'è trasmissione di momento tra il supporto e il plinto, tale coefficiente è pari a 1. Nel caso in cui si trasmettano momenti, in funzione della posizione dei pilastri, il coefficiente assume i valori indicati nella tabella sottostante:

	β
Supporti interni	1.15
Supporti zoppi	1.4
Supporti d'angolo	1.5

Valori del coefficiente di eccentricità del carico

- u_0 è il perimetro di verifica, che assume i seguenti valori:
 - In supporti interni, è uguale al perimetro del supporto.
 - In supporti zoppi vale: $u_0 = c_1 + 3 \cdot d \leq c_1 + 2 \cdot c_2$
 - In supporti d'angolo vale: $u_0 = 3 \cdot d \leq c_1 + c_2$

Dove c_1 è la larghezza del supporto parallelo al lato del plinto in cui il supporto è zoppo e c_2 è la larghezza del plinto nella direzione perpendicolare al bordo.

- d è l'altezza utile del plinto

Questa verifica si esegue in tutti i supporti che concorrono nel plinto e per tutte le combinazioni del gruppo di combinazioni relative al calcestruzzo.

Nell'elenco delle verifiche compare la tensione tangenziale massima ottenuta dopo aver controllato tutti i pilastri e tutte le combinazioni.

Come si può notare, tale verifica è analoga a quella eseguita per plinti in calcestruzzo armato.

4.9.3. Elenchi delle verifiche

In questo paragrafo si illustrano le verifiche eseguite dal programma in plinti in calcestruzzo non armato, sia ad altezza costante che ad altezza variabile e piramidali.

4.9.3.1. Verifica dell'altezza minima

Consiste nel verificare che l'altezza dei plinti sia maggiore o uguale al valore minimo indicato nella norma per i plinti in calcestruzzo non armato.

Nel caso di plinti piramidali o ad altezza variabile, tale verifica si esegue in corrispondenza del bordo.

4.9.3.2. Verifica dell'altezza minima per ancorare le armature

Si verifica che l'altezza del plinto sia maggiore o uguale al valore minimo richiesto per ancorare l'armatura dei pilastri o i bulloni delle piastre di ancoraggio che appoggiano sul plinto.

Nel caso di plinti piramidali, l'altezza che si verifica coincide con quella del piedistallo.

4.9.3.3. Verifica dell'inclinazione massima

È analoga a quella realizzata in plinti in calcestruzzo armato.

4.9.3.4. Verifica a ribaltamento

È analoga a quella eseguita in plinti in calcestruzzo armato.

4.9.3.5. Verifica delle tensioni sul terreno

È analoga a quella eseguita in plinti in calcestruzzo armato.

4.9.3.6. Verifica a flessione

Si esegue conformemente a quanto indicato nel paragrafo 2.1; nel caso in cui tutte le sezioni soddisfino la verifica a flessione in una direzione, i dati che si mostrano negli elenchi delle verifiche in ciascuna direzione sono:

- Il momento di calcolo più gravoso agente sulla sezione.
- All'interno della sezione contenente le informazioni aggiuntive compare il coefficiente di utilizzo massimo, che coincide con il massimo rapporto tra il momento sollecitante e il momento resistente.

Se una sezione non verifica in una direzione, i dati mostrati nell'elenco delle verifiche in tale direzione sono i seguenti:

- Il primo momento flettente trovato cui la sezione non resiste.
- Le coordinate della sezione su cui agisce il suddetto momento flettente.

4.9.3.7. Verifica a taglio

La verifica a taglio si esegue conformemente a quanto esposto in precedenza; nel caso in cui tutte le sezioni soddisfino la verifica a taglio in una direzione, i dati che si mostrano negli elenchi delle verifiche sono:

- La tensione tangenziale di calcolo che produce il maggiore rapporto tra la tensione tangenziale sollecitante e quella resistente.
- La tensione tangenziale resistente della stessa sezione di cui si mostra la tensione tangenziale di calcolo massima.

Nel caso in cui esista qualche sezione in cui la verifica a taglio in una direzione non sia soddisfatta, i dati che si mostrano negli elenchi delle verifiche sono i seguenti:

- La tensione tangenziale di calcolo della prima sezione trovata per la quale non si soddisfa la verifica a taglio.
- La coordinate della sezione che non verifica.

4.9.3.8. Verifica a compressione obliqua

È analoga a quella che si esegue nei plinti in calcestruzzo armato e si illustra nel paragrafo corrispondente della presente memoria di calcolo.

4.9.3.9. Verifica relativa all'interfero minimo

È l'unica verifica che riguarda le armature che l'utente può disporre in un plinto, dato che queste ultime non si tengono in considerazione nel calcolo.

Consiste nel verificare che la distanza tra gli assi delle armature sia uguale o maggiore di 10 cm, valore adottato per tutte le norme come criterio di CYPE.

Tale verifica si esegue unicamente nel caso in cui l'utente decida di disporre una griglia di armatura; ciò che si desidera evitare è di disporre le barre troppo prossime l'una all'altra, in modo tale da agevolare il getto del plinto.

4.10. Verifiche particolari per la norma considerata (plinti, travi e plinti su pali)

Tutte le verifiche indicate con carattere generale si possono o meno eseguire a seconda del fatto che la norma selezionata le preveda o no. È conveniente redigere un elenco contenente i risultati delle verifiche e visualizzare tutti i valori calcolati e quelli previsti dalla normativa applicati a ciascun elemento di fondazione.

4.11. Plinti con limiti non rettangolari

Tutto quanto esposto in precedenza è valido per plinti non rettangolari, tenendo in considerazione che si applica lo stesso metodo di quando su un plinto insistono più sostegni.

5. Mensole tozze

CYPECAD consente di definire mensole tozze in corrispondenza delle facce dei pilastri, sulle quali si possono inserire travi in calcestruzzo armato o in acciaio. Esse trasmettono il carico verticale al centro dell'appoggio a una distanza 'a' dalla faccia del pilastro.

Le mensole tozze, con le loro eccentricità, trasmettono le azioni interne ai pilastri analogamente a un'asta rigida eccentrica.

Si possono usare nei casi in cui, ad esempio, non convenga incastrare una trave a un pilastro in una data direzione per un determinato motivo.

Non si devono usare come elementi su cui nascono pilastri, dato che il programma non consente ciò senza che il pilastro nasca sulla trave su cui si appoggia, e la trave non può appoggiarsi su entrambi gli estremi. In altre parole, non si può utilizzare affinché nasca un pilastro all'estremo della mensola.

Per sviluppare il calcolo e il dimensionamento di mensole tozze in calcestruzzo armato sono stati implementati i metodi descritti in ciascuna norma selezionata relativa al calcestruzzo, in tutti gli aspetti e verifiche che si trattano, mentre in quelli non specificati, si fa riferimento ai criteri di altre norme che presentino maggior similitudine e a criteri del programma stesso, che si mostrano negli elenchi relativi alle verifiche.

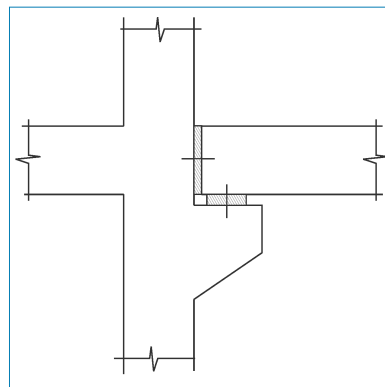


Fig. 5.1. Schema di mensola tozza

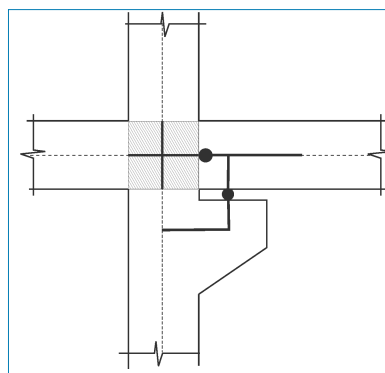


Fig. 5.2. Modello semplificato della zona di incontro della mensola tozza

6. Solai monodirezionali con travetti

6.1. Travetti in calcestruzzo

6.1.1. Geometria

Si definisce nella scheda tecnica di dati del solaio.

6.1.2. Rigidezza considerata

La rigidezza lorda da considerare per il calcolo della matrice di rigidezza delle aste della struttura è quella di una sezione a T con rinforzi in calcestruzzo di forma triangolare.

Per quanto concerne il calcestruzzo, si assume il modulo di elasticità secante definito per i solai.

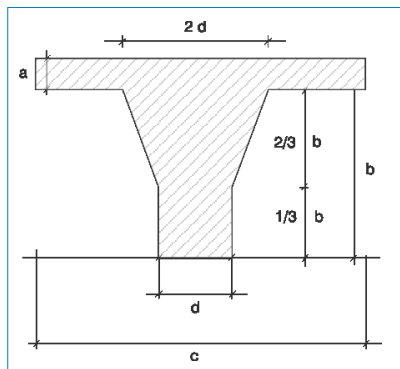


Fig. 6.1

dove:

d: larghezza della nervatura = larghezza della nervatura + incremento della larghezza della nervatura

a: spessore della soletta

c: interasse

b: altezza della pignatta

6.1.3. Valutazione della freccia

Si fa riferimento allo stesso metodo usato per le travi (metodo di Branson), calcolando la rigidezza equivalente 15 punti del travetto.

La rigidezza lorda si determina mediante il calcolo, mentre la rigidezza fessurata si ottiene a seconda di quanto specificato nella verifica della freccia nel riquadro di opzioni relative ai dati del solaio:

Come travetto armato. Si dimensionano le armature superiori e sono note; non vale lo stesso per le armature inferiori, per cui il programma ottiene l'armatura richiesta sulla base del momento flettente positivo, potendo stimare in tal modo la rigidezza fessurata.

Come travetto precompresso. In questo caso si deve indicare la rigidezza fessurata in termini di una percentuale della rigidezza lorda, che dipende dal tipo di travetto e dalla precompressione. Può risultare conveniente consultare i fabbricanti per inserire un valore adeguato.

Verifica a taglio. Si fornisce il valore del taglio agli appoggi, essendo l'utente responsabile della successiva verifica.

6.2. Travetti armati/Travetti precompressi

In entrambi i casi si tratta di travetti prefabbricati in stabilimento che si trasportano in cantiere per la loro messa in opera.

Dispongono di un documento di omologazione o di una scheda tecnica di caratteristiche (Autorizzazione d'Uso) per i differenti tipi di travetti e pignatte, che contiene inoltre i valori relativi alle loro rigidzze, ecc. I dati inseriti provengono dalle schede tecniche fornite dai fabbricanti a CYPE, che non sono modificabili da parte dell'utente; inoltre, l'utente stesso non può creare schede tecniche di caratteristiche. Può mettersi in contatto con il dipartimento tecnico di CYPE, inviando la documentazione necessaria affinché le schede tecniche da lei proposte possano essere incluse in future edizioni del programma, verificando in precedenza la validità e la consistenza dei dati forniti; in tal modo si evita di inserire dati errati.

L'utente può inoltre creare schede tecniche personali di caratteristiche (Libreria) usando un programma indipendente (Editor di schede tecniche di solai) che consente di creare un file contenente tutte le caratteristiche, importarlo nella Libreria e usarlo successivamente in qualsiasi progetto.

Nella tipologia di travetti in questione, si valuta la freccia e si esegue la verifica a taglio. Per il dimensionamento a flessione, il programma valuta se esiste qualche tipo di travetto che verifica sotto l'azione di momenti positivi e qualche armatura superiore definita nelle schede tecniche sotto l'azione di momenti negativi. Non dimentichi che le armature superiori sono definite nelle schede tecniche per un momento sopportato con un dato copriferro; tale fatto deve essere tenuto in considerazione al fine di accettare la validità di tali schede tecniche fornite dal fabbricante.

Nel momento in cui nelle schede tecniche siano contenuti dati, si può verificare lo stato limite di fessurazione in funzione dell'ambiente o l'apertura della fessurata consentita.

Le schede tecniche si possono creare per le norme spagnola, portoghese e brasiliana, mentre per le rimanenti norme tale prestazione non è ancora disponibile.

6.3. Travetti gettati in opera

6.3.1. Geometria

Si definiscono i parametri basici, fornendo i valori nelle schede tecniche e selezionando il tipo di pignatta.

6.3.2. Rigidzze

Si ottengono a partire dalla sezione lorda della nervatura a T in calcestruzzo di larghezza variabile in funzione della pignatta, della soletta e dell'interasse.

6.3.3. Valutazione della freccia

Si applica il metodo di Branson, dato che sono note sia le armature superiori che le armature inferiori, che si dimensionano ottenendo le loro lunghezze.

6.3.4. Dimensionamento a flessione

In presenza di momenti negativi si applicano gli stessi criteri applicati per i precedenti tipi di travetti in calcestruzzo, mentre il dimensionamento dell'armatura inferiore si esegue conformemente alla norma generale relativa al calcestruzzo armato selezionata nel calcolo di tutti gli elementi. Sono disponibili alcune tabelle di armatura contenenti le armature superiori di solai monodirezionali abituali con 'travetti in calcestruzzo generici', e una tabella specifica per l'armatura inferiore di travetti gettati in opera. La loro struttura è simile a quella delle nervature di solai nervati.

6.3.5. Dimensionamento a taglio

Dato che sono note sia le nervature che la loro armatura longitudinale, così come i tagli agenti, il programma verifica se è necessario disporre armatura aggiuntiva verticale. In caso affermativo, si ottengono bracci verticali di rinforzo conformemente a una tabella di diametri/interferri.

Ancoraggio dell'armatura inferiore. Secondo quanto indicato nelle differenti norme, si ottengono le lunghezze di ancoraggio in corrispondenza degli appoggi estremi, siano essi travi o supporti, quotando le lunghezze estreme delle barre e le piegature se necessarie.

6.4. Travetti in acciaio

6.4.1. Geometria

Si definiscono il tipo di pignatta da utilizzare, lo spessore della soletta, l'interasse tra le nervature e il tipo di profilato da usare, che può essere un profilato semplice a forma di T o doppio T, tra quelli definiti nella libreria di profilati selezionati.

Si dimensionano usando gli stessi criteri applicati alle travi in acciaio, con l'eccezione che, posto che tutte le campate si considerano isostatiche, cioè, incernierate agli estremi, non si tiene in considerazione l'instabilità laterale, dato che l'ala superiore si considera controventata dalla soletta per il dimensionamento sotto l'azione di momenti positivi. Non si esegue il dimensionamento sotto l'azione di momenti negativi, per cui si emette un errore se ciò succede, come ad esempio nel caso di sbalzi. Ciò è dovuto al fatto che non si specifica l'unione incastrata o la continuità con altri campi dei suddetti travetti sottoposti a momenti negativi, sebbene il programma li calcoli in tal modo quando si richiede il suddetto incastro nel calcolo delle azioni interne per l'equilibrio di tali barre.

Se il programma non fornisce una soluzione per tali unioni, resta a giudizio dell'utente il fatto di dimensionare i travetti in acciaio in zone soggette a momenti negativi.

Non dimentichi che i profilati si dimensionano a flessione semplice, con momenti e tagli, trascurando le azioni assiali e le azioni nel piano del solaio, a causa dell'ipotesi di diaframma rigido.

6.5. Travetti tralicciati

6.5.1. Geometria

Si tratta di nervature costituite da profilati metallici tralicciati, quali una capriata costituita da correnti (superiori e inferiori) con diagonali disposte a passo costante. I cordoni possono essere costituiti da profilati chiusi a tubo circolare o quadrato doppi o quadrupli, o aperti ad angolari doppi o quadrupli. Le diagonali possono presentare lo stesso profilato, ma semplice, della stessa serie.

Si definisce l'altezza totale esterna del traliccio, l'interasse e una soletta superiore, non collaborante, ma che semplicemente resiste e sopporta i carichi applicati.

6.5.2. Rigidezza considerata

È quella di un traliccio in acciaio costituito dai cordoni alla distanza definita, assumendo il primo profilato definito nei profilati del progetto, o quello assegnato in un calcolo successivo. Analogamente ai travetti in acciaio, si calcolano come campate isostatiche incernierate ai loro estremi, per cui non il dimensionamento sotto l'azione di momenti negativi non procede.

6.5.3. Dimensionamento di travetti

Analogamente a quanto succede per una capriata, i momenti si scompongono in un'azione di compressione applicata al corrente superiore, che si suppone che non subisca il fenomeno dell'instabilità a causa del controventamento fornito dalla soletta in calcestruzzo, e in un'azione di trazione agente sul cordone inferiore. Le diagonali si dimensionano a trazione e/o compressione, supponendo che i carichi siano applicati nei nodi e scomponendo le azioni interne a seconda della geometria, altezza e passo del traliccio.

Nei confronti dell'instabilità, si considerano come aste incernierate ai loro estremi, con una lunghezza effettiva uguale alla lunghezza reale della diagonale.

Le deformazioni si ottengono considerandole come travi dotate della rigidezza sopra menzionata.

6.6. Considerazioni circa l'uso di solai con travetti

I solai con travetti sopra menzionati si discretizzano come ulteriori aste nel calcolo integrato dell'intera struttura coincidenti con l'asse di ogni nervatura definita. Mancherebbe poter esprimere l'effetto di ripartizione dei carichi realizzato dalla soletta e dalla pignatta che, nella realtà, si produce a causa della compatibilità delle deformazioni. In ogni caso, la discretizzazione appena esposta è più approssimata rispetto all'assunzione del comportamento del solaio in termini di trave continua su appoggi rigidi incernierati; tale "ipotesi" si verifica unicamente quando le travi realmente sono rigide e si trascura la rigidezza torsionale anche quando le campate non sono in equilibrio.

Nella pratica, in una struttura sono presenti travi in spessore e travi fuori spessore di solaio che, a causa delle luci delle campate, si inflettono più del dovuto.

La compatibilità delle deformazioni, che deve sempre essere soddisfatta ad eccezione di quando le sezioni vanno incontro a rottura o a plasticizzazioni, comporta che sia le travi che i travetti si spostino in maniera congiunta e solidale, dando luogo a comportamenti non prevedibili o anomali in solai monodirezionali.

Ciò non significa che il calcolo non sia corretto, ma che il modello assunto con un progetto strutturale non adeguato risalta comportamenti che non rientrano nella pratica comune.

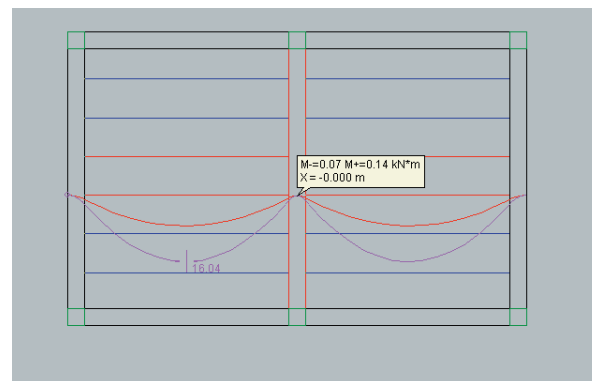


Fig. 6.2

Per tale motivo, ogni volta che compaiono momenti positivi in corrispondenza degli estremi di un travetto, quest'ultimo si mostra in **rosso**.

Ciò è particolarmente importante nei solai con travetti in calcestruzzo generici e nei solai prefabbricati con travetti armati e precompressi, in cui non si può assicurare a priori l'ancoraggio al bordo di appoggio della trave.

Quando ci si trova in tale situazione, si possono adottare decisioni differenti a seconda del caso:

- Variare il progetto strutturale, accorciando le luci delle campate e incrementando la rigidezza delle travi.
- Incernierare i bordi dei campi, in modo tale che i solai con travetti lavorino come campate isostatiche.
- Ricorrere a travetti gettati in opera in cui l'armatura inferiore possa essere passante, ancorandola e sovrappo-
nendola.

In ogni caso, un'operazione fondamentale consiste nel consultare gli involucri delle azioni interne degli allineamenti di travetti, potendo decidere se ignorare il suddetto avviso nel caso in cui il momento positivo presenti un valore abbastanza esiguo.

Non dimentichi inoltre di consultare i diagrammi dei tagli, da cui si può dedurre la trasmissione dei carichi dai travetti alle travi.

Se ci si abitua a controllare i suddetti involuppi, è inoltre possibile “visualizzare” ciò che succede nel momento in cui si introducano azioni orizzontali, quali vento e neve, sulla struttura.

Se il progetto strutturale si basa su un reticolo più o meno ortogonale di travi che passano per i supporti, i travetti, abitualmente, si limitano a trasmettere i carichi verticali alle travi.

Al contrario, se nel progetto e nella direzione dominante dei travetti, non sono presenti travi che colleghino i supporti, si produce una specie di trave-telaio virtuale con il o i travetti che passano molto vicino ai supporti, in modo tale che resistano a sollecitazioni orizzontali nella medesima direzione nello stesso modo di altri telai della struttura. Bisogna prestare molta attenzione al modello, soprattutto quando l'alternanza di momenti nei suddetti travetti comporta la nascita di momenti positivi di elevato valore in corrispondenza degli appoggi. Si rende quindi necessario risolvere tale “problema”, ad esempio, armando convenientemente tali travetti (gettandoli in opera, rendendoli pieni e disponendo armatura aggiuntiva nelle zone soggette a momenti positivi, ecc.), posizionando travi o, se si desidera “ingannare” il modello e fare in modo che nessun travetto passi per il supporto, inserendo travi limite o non strutturali, che trasmettono i carichi verticali ma non collaborano alla resistenza a flessione.

Se anche così si desidera che i travetti non collaborino, la soluzione più opportuna consisterebbe nel non inserire il solaio, sostituendo le sue reazioni sulle travi con carichi lineari calcolati manualmente. Alternativamente, è possibile eseguire un calcolo congiunto solamente nei confronti di carichi verticali considerando continuità nei solai e, in una copia di sicurezza, rendere tutte le campate isostatiche in-

cernierando i bordi (coefficiente di incastro = 0), evitando come menzionato in precedenza che esistano travetti che passino per i supporti. Nel caso in cui i travetti siano molto prossimi ai suddetti supporti, si deve definire un coefficiente di rigidezza a torsione di valore esiguo (0.001) in aste corte.

Evidentemente, bisogna calcolare due volte la struttura al fine di assicurarsi che i risultati ottenuti siano validi e, se si rendesse necessario, eseguire i ritocchi manuali che si reputino opportuni.

Con quanto esposto, si desidera evidenziare come non sempre sia possibile ottenere un risultato atteso utilizzando altri metodi approssimati, confidando nel fatto che la loro bontà si basi sulla semplice affermazione che “funzionano”, quando, in molti casi, è l'assenza dei carichi di servizio e l'utilizzo di alcuni coefficienti parziali di sicurezza che consentono alla struttura di “funzionare”.

D'altra parte, si vuole anche risaltare il fatto che l'utente deve controllare e analizzare i risultati del calcolo usando gli strumenti disponibili.

7. Solai inclinati

CYPECAD consente di introdurre solai inclinati come illustrato nel manuale dell'utente, con le possibilità e le limitazioni indicate.

Essi possiedono le stesse proprietà dei solai orizzontali. Quando si inclina un piano, nel modello strutturale che si genera, le dimensioni delle aste variano e i supporti che concorrono in esse presentano lunghezze differenti; si può visualizzare e consultare quanto esposto attivando l'opzione **Inviluppi > Modello 3D**, dopo aver calcolato la struttura.

Per visualizzare l'intero edificio si usa la **vista 3D** ad esso relativa, mentre per visualizzare un gruppo la **vista 3D** ad esso corrispondente, se ciò che si desidera visualizzare è un piano specifico.

È molto importante conoscere l'informazione seguente circa i solai inclinati:

- Si mantiene l'ipotesi di diaframma rigido, che implica che lo spostamento relativo in due punti del piano sia nullo, sebbene appartengano a piani inclinati differenti.

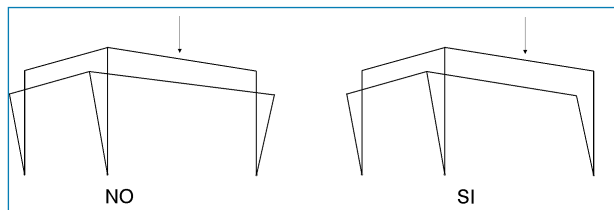


Fig. 7.1

In altre parole, l'insieme di piani orizzontali e inclinati si sposta solidalmente lungo l'orizzontale, conformemente a quanto previsto dall'ipotesi di diaframma rigido.

- Si raccomanda che negli spigoli di incontro di piani inclinati, in cui si sono necessariamente definite travi, esistano

supporti che sorreggano tali travi (Fig. 7.2b, travi di compluvio e di displuvio).

È importante, posto che tutti gli elementi appartenenti a piani orizzontali o inclinati, quali travi, travetti, piastre alleggerite, lastre e solai nervati si dimensionano a flessione e a taglio trascurando qualsiasi effetto imputabile all'azione assiale, sia quest'ultima di trazione o di compressione, per cui è necessario evitare progetti strutturali che producano inevitabilmente la nascita di tali sollecitazioni.

Conviene ricordare che le azioni assiali compaiono anche in piani orizzontali; a tal proposito, basta analizzare un telaio semplice o un'architrave con pilastro di una campata: compaiono azioni assiali che, inoltre, variano con la rigidezza dei supporti. Abitualmente si considera un effetto del secondo ordine e si trascura. A tale scopo bisogna prestare molta attenzione nell'uso dei solai inclinati, al fine di evitare che tali effetti e le possibili spinte laterali non acquisiscano importanza notevole. In generale, eseguendo progetti strutturali normali, raramente nascono problemi.

Nel momento in cui si presentino casi che si discostano da quanto appena affermato, è conveniente utilizzare "travi inclinate" (Fig. 7.2d) con 6 gradi di libertà, che si dimensionano considerando le azioni assiali, o travi isolate svincolate dal diaframma rigido (a tal proposito la invitiamo a consultare il capitolo **13. Diaframma rigido** della presente memoria di calcolo).

- Quando si desidera eliminare pilastri in corrispondenza dei compluvi o dei displuvi, è possibile inserire un solaio orizzontale che agisce in qualità di tirante, con inclinazioni e luci normali tali da essere in grado di assorbire le trazioni mediante la disposizione di una rete elettrosaldata (Fig. 7.2e).

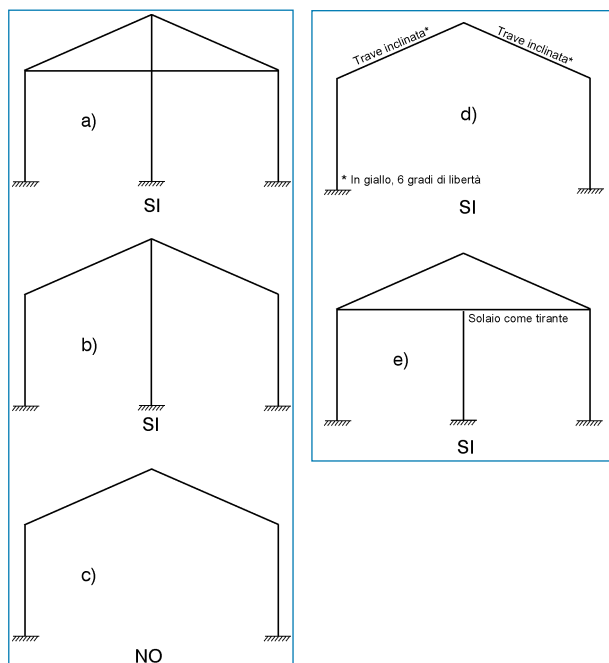


Fig. 7.2

- I solai inclinati non si appoggiano simulando un appoggio fisso, salvo che quest'ultimo sia di scarsa entità; l'appoggio fisso (simulato) assorbe le spinte orizzontali senza trasmetterle al resto della struttura.

Non si appoggiano nemmeno su muri in muratura, ad eccezione se si disponga di altri elementi strutturali in grado di assorbire le suddette sollecitazioni orizzontali.

I muri in muratura sono elementi che funzionano bene nei confronti di carichi verticali, ma male in presenza di flessioni normali al loro piano.

- Trave comune. È un nuovo concetto che si utilizza per definire travi che appartengono contemporaneamente a due gruppi, in cui uno di essi è un solaio inclinato che concorre nella trave.

Negli schemi (a) ed (e) di Fig. 7.2, le travi comuni sarebbero quelle estreme perpendicolari al piano del disegno.

Le travi comuni ricevono i carichi da entrambi i solai e sono visibili in entrambi i gruppi, distinguendosi dal resto delle travi per la presenza di una linea tratteggiata lungo il loro asse. Si dimensionano sempre come sezioni rettangolari nonostante possano presentare forma trapezoidale come conseguenza dell'intersezione di entrambi i piani.

Anche le travi di compluvio e le travi di displuvio si dimensionano mediante sezioni rettangolari, anche se sono in spessore di solaio e sebbene si disegnino con una forma a V.

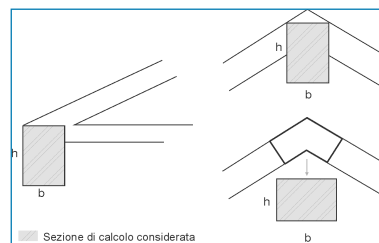


Fig. 7.3

- Le armature di solai inclinati (monodirezionali, in getto pieno e nervati) si disegnano proiettati in pianta, quotando la loro lunghezza reale di calcolo.

In corrispondenza di cambi di direzione, si indica facoltativamente un simbolo dibujo che rappresenta la forma assunta dalle barre di armatura in tali zone.

- In lastre e solai nervati si limitano la mesh di calcolo e la disposizione ortogonale delle armature, sempre orientate nella direzione di massima inclinazione.
- Per quanto concerne le azioni applicate:
 - I pesi propri degli elementi strutturali, di travi e solai in piani inclinati si ottengono e si calcolano in maniera diretta e automatica.
 - Quelli che si identificano con il termine di carichi permanenti, cioè, i carichi permanenti aggiuntivi

quali pavimentazioni e rivestimenti di piani inclinati, si devono incrementare proporzionalmente alla pendenza del piano.

Ad esempio, una pendenza del 100% (45°), che è un'inclinazione importante, darebbe come risultato:

$$p = \frac{q}{\cos \alpha} = \frac{q}{\cos 45^\circ} = \frac{q}{0.707} = 1.41 q$$

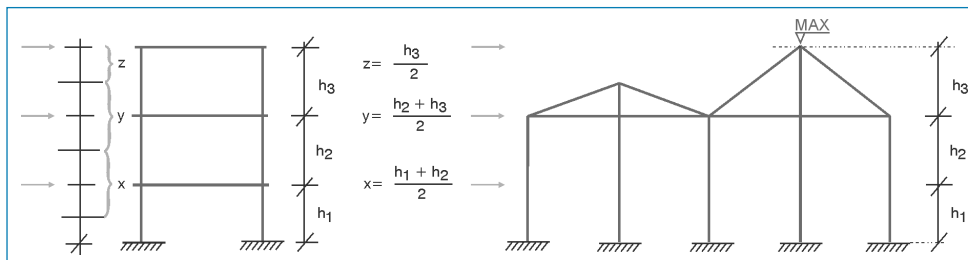


Fig. 7.4

- Non è necessario modificare il carico di esercizio, posto che si considera proiettato orizzontalmente; se, a seconda dell'uso della struttura, è pari a 1 kN/m², il valore da inserire nella casella relativa al carico di esercizio del piano è 1.

Relativamente al calcolo dei carichi lineari, ad esempio chiusure verticali su piani inclinati la cui altezza è costante e nota, basta moltiplicare tale altezza per il peso per metro quadrato della chiusura verticale.

- Il carico della neve si deve inserire come un carico di esercizio.
- Per quanto riguarda le azioni orizzontali, si deve tenere in considerazione quanto segue:
 - Vento. Si ottiene come un carico agente alla quota di ciascun piano, dato dal prodotto tra la larghezza di banda definita per la somma delle semialtezze del piano, applicato in corrispondenza del centro geometrico del piano. Convieni tenere presente che se la copertura presenta piani inclinati, come

altezza (h) del piano si deve definire quella del suo punto più alto, che fornisce sempre il carico orizzontale del vento dal lato della sicurezza.

Non si considerano né componenti verticali né componenti normali ai piani inclinati, dato che in un edificio, abitualmente, nonostante possano acquisire un valore compreso tra 0.1 e 1 kN/m², non sono determinanti; se al carico di esercizio sono stati attribuiti valori minimi,

sempre maggiori della suddetta pressione del vento, non bisogna preoccuparsi. Ci si sta riferendo, logicamente, a coperture inclinate esposte al vento, in cui il peso proprio e il materiale di copertura rappresentano circa l'80% del carico totale in edifici normali. Quanto appena esposto non interessa,

ad esempio, capannoni con copertura alleggerita. Nel caso in cui si rendesse necessario, bisognerebbe fare in modo che il carico inserito come carico di esercizio rappresenti l'involuppo della neve e del vento.

7.1. Dimensionamento degli elementi

Come menzionato in precedenza, gli elementi inclinati si dimensionano a flessione semplice e a taglio, trascurando le azioni assiali.

L'esplosione delle armature di allineamenti di travi appartenenti a solai inclinati si disegnano lungo lo sviluppo in elevazione nella loro forma e grandezza reali.

Le armature superiori di solai monodirezionali, le armature inferiori di nervature gettate in opera, solai nervati e lastre si disegnano in proiezione orizzontale e si quotano in grandezza reale.

8. Travi miste

Il calcolo e il dimensionamento delle travi miste si esegue conformemente all'**Eurocodice 4** (Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo).

Si possono introdurre profilati in acciaio (a doppio T) al di sotto del solaio con testa superiore in calcestruzzo collaborante grazie all'utilizzo di connettori a taglio.

Si applica un coefficiente di incastro parziale pari a 0.05 agli estremi connessi a supporti rappresentati da travi miste (analogamente a quanto si verifica con le teste dei pilastri all'ultimo piano), al fine di ridurre il momento negativo all'appoggio incrementando il momento positivo.

Il dimensionamento di travi miste si esegue in maniera che nella zona soggetta a momenti negativi il profilato in acciaio resista a tutte le sollecitazioni, mentre nella zona sottoposta a momenti positivi sia la sezione mista a resistere a tutte le sollecitazioni.

Per quanto riguarda il calcolo a flessione, non è necessario indicare la larghezza della testa collaborante, dato che il programma la calcola automaticamente:

- In solai in getto pieno, il suo valore corrisponde alla larghezza efficace definita nell'**Eurocodice 4**.
- In solai in getto pieno inclinati, nervati, a piastre alleggerite e con travetti il suo valore coincide con il minimo tra la larghezza efficace e la larghezza dell'ala incrementata di 10 cm in corrispondenza su ogni lato.

Per verificare sezioni soggette a momenti positivi, la larghezza efficace è differente da quella considerata per il calcolo a flessione. Pertanto, nell'editor di armatura di travi, ciò che compare è la larghezza efficace in zone sottoposte a momenti negativi, nel caso in cui si aggiunga armatura agli appoggi.

Per il dimensionamento del profilato in acciaio selezionato e della lastra in calcestruzzo, si utilizzano le norme corrispondenti, relative sia al calcestruzzo che all'acciaio, selezionate nel riquadro di dialogo **Dati generali** del menu **Progetto**.

9. Solai misti

I solai misti sono costituiti da una lastra in calcestruzzo e da una lamiera nervata in acciaio che funziona da “cassaforma” per la lastra in calcestruzzo. Si può utilizzare la lamiera in modo che possa lavorare in uno dei modi seguenti:

- Solamente come cassaforma a perdere. In fase di costruzione, la lamiera resiste da sola al suo peso proprio, al peso del calcestruzzo fresco e ai sovraccarichi che nascono in fase di esecuzione. In fase di servizio solamente la lastra in calcestruzzo armato possiede una funzione resistente.
- Come lamiera collaborante (comportamento misto). In fase di costruzione lavora come cassaforma a perdere (caso precedente). In fase di esercizio, si considera che la lamiera si combini strutturalmente con il calcestruzzo indurito, agendo in qualità di armatura a trazione, sopportando i momenti positivi nel solaio rifinito. La lamiera è in grado di trasmettere sforzi di taglio lungo la sua interfaccia sempre e quando si disponga una connessione meccanica che si fornisce a causa delle deformazioni nella lamiera.

Il calcolo e il dimensionamento delle lamiere si eseguono conformemente a quanto previsto dall'Eurocodice 4: Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo, Parte 1-1: Regole generali e regole per edifici.

I solai misti si applicano a progetti di strutture edilizie in cui i carichi agenti sono prevalentemente di natura statica, compresi edifici industriali i cui solai possono essere sottoposti a carichi mobili.

Si limitano l'altezza totale del solaio misto, lo spessore delle lamiere al di sopra delle nervature e l'altezza minima dei

bulloni al di sopra delle nervature delle lamiere (nel caso di travi miste).

La lamiera può appoggiarsi su travi in acciaio, travi miste o in calcestruzzo, muri, ecc.

La procedura di calcolo e dimensionamento si esegue in due fasi:

a) In fase di esecuzione

- Nel calcolo della resistenza della lamiera si tiene in considerazione il peso del calcestruzzo, della lamiera in acciaio e i carichi in fase di esecuzione; questi ultimi rappresentano il peso degli operai e delle strutture per il getto e inglobano qualsiasi impatto o vibrazione che possa verificarsi durante la costruzione.
- Per il calcolo della freccia non si tengono in considerazione i carichi in fase di esecuzione.
- Si considera internamente un coefficiente di incastrò pari a 0 dei campi con le loro travi perimetrali (nervature isostatiche).
- Esiste l'opzione di dimensionare la lamiera nel caso in cui non si soddisfi qualche stato limite ultimo o qualche stato limite relativo alla freccia, oppure di calcolare la distanza fra travi di supporto senza dimensionare la lamiera. Se, nel primo caso, non si ottiene un risultato valido, il programma calcola la distanza tra le sopande.

b) In fase di servizio

- In fase di servizio, si parte dalla lamiera calcolata nella fase precedente.

- Di default, il programma assegna ai campi un coefficiente di incastro pari a 0, in modo tale da eseguire la ripartizione dei carichi nelle travi in acciaio su cui appoggia il solaio conformemente alla larghezza di banda teorica ed evitare la comparsa di momenti positivi in appoggi intermedi. Ciò si può raggiungere unicamente assegnando un coefficiente di incastro pari a 0, indipendentemente dalla rigidità delle travi. Una volta eseguito un calcolo iniziale e dimensionato le travi, l'utente può cambiare il valore del coefficiente di incastro (tra 0 e 1) e ripetere il calcolo. Nel caso in cui l'utente assegni un coefficiente di incastro distinto da 0, possono verificarsi due situazioni:

1. Nella fase precedente si è ottenuto un solaio privo di travi di supporto (autoportante), dato che si è trovata una lamiera che verifica. In questo caso, il solaio si deve calcolare unicamente con il carico aggiuntivo successivo all'esecuzione dello stesso, rappresentato dai carichi permanenti portati e dal carico di esercizio, in quanto la lamiera sostiene da sola il peso del solaio. Il modo in cui il programma può tenere in considerazione in maniera approssimata questi carichi consiste nell'applicare dei coefficienti di incastro dei campi continui, che il programma stesso calcola e applica internamente. Orientativamente, il valore del coefficiente di incastro da assegnare ai campi dipende dal rapporto tra il peso proprio del solaio e il carico totale, assumendo uno stato di carichi uniforme. Il valore del coefficiente di incastro sarebbe: $\text{Coeff. incastro} = \text{Coeff. incastro utente} \times ((1 - \text{peso proprio solaio} / \text{carico totale}))$.

2. Nella fase precedente si è ottenuto un solaio con travi di supporto. In tal caso il programma considera il carico totale in fase di servizio ed esegue il calcolo, considerando continuità, usando il valore del coefficiente di incastro ai bordi assegnato dall'uten-

te. In un calcolo elastico si considera il carico totale dato dalla somma tra il carico permanente e il carico di esercizio, che equivale a costruire il solaio su travi di supporto; nel momento in cui si rimuovono, il solaio risulta sottoposto a questo carico totale.

- Il programma contempla l'opzione di dimensionare o meno la lamiera. L'utente può inoltre decidere se dimensionare le armature inferiori, sia se ha scelto di dimensionare la lamiera e non se n'è trovata nessuna nella serie che verifica, sia se ha selezionato di non procedere al suo dimensionamento. In entrambi i casi, se si è disposta armatura inferiore, non si prende in considerazione la collaborazione della lamiera.
- Quando si rende necessario disporre armatura all'interno della sezione di calcestruzzo, si colloca almeno una barra in ogni nervatura.

La resistenza di un solaio misto è sufficiente per sostenere i carichi di calcolo e per assicurare che non si raggiunga nessuno stato limite di rottura. I modi di rottura possono essere:

- **Sezione critica I.** Flessione: valore di calcolo del momento flettente ultimo nella sezione di mezzzeria, che può essere critica se è presente una connessione totale all'interfaccia tra la lamiera e il calcestruzzo.
- **Sezione critica II.** Taglio longitudinale: la resistenza della connessione è determinante. Non si può raggiungere il valore di calcolo del momento flettente ultimo nella Sezione I. Questa situazione si definisce come connessione parziale.
- **Sezione critica III.** Taglio e punzonamento: valore di calcolo del taglio ultimo in prossimità dell'appoggio. Questa sezione sarebbe critica solo ed esclusivamente in casi particolari, quali, ad esempio, lastre di grandi altezze e luci esigue con carichi relativamente elevati.

Il valore di calcolo del momento flettente resistente di qualsiasi sezione si determina mediante la teoria del momento resistente plastico di una sezione con connessione completa.

Per ottenere l'area efficace della lamiera in acciaio, si trascura la larghezza di incastonature e calette della lamiera stessa, il cui valore è indicato nella scheda tecnica della lamiera selezionata dall'utente.

Il programma determina il valore di calcolo del momento resistente positivo del solaio misto a seconda che l'asse neutro si trovi al di sopra della lamiera o al suo interno.

Per calcolare il taglio longitudinale, si determina il valore di calcolo del taglio ultimo che, in parte, è funzione dei coefficienti "m-k" forniti dal fabbricante della lamiera. Il suddetto calcolo corrisponde a lastre prive di ancoraggi estremi e non si tiene in considerazione se esistono ancoraggi agli estremi, cioè, bulloni su travi miste.

Si determina il valore di calcolo del taglio resistente di un solaio misto.

Non si analizza né il punzonamento in presenza di carichi concentrati, né la fessurazione in zone soggette a momenti flettenti negativi.

Per il calcolo delle frecce si applica il **metodo di Branson**, dato che sono note sia le armature superiori che quelle inferiori (siano esse lamiere o barre di armatura).

Nelle opzioni di calcolo del programma si definiscono i coefficienti relativi alla freccia sia per la fase costruttiva che per quella di servizio.

Conformemente a quanto esposto in precedenza, il programma esegue una verifica e un dimensionamento affinché non si eccedano i limiti relativi alla freccia definiti per la fase costruttiva, aumentando lo spessore della lamiera o

disponendo travi di supporto. Nonostante in fase di servizio si verifichi unicamente la freccia, **CYPECAD** non dimensiona la lamiera, in modo tale che si soddisfino i limiti relativi alla freccia definiti per la fase di servizio, dato che ciò che consente di evitare di oltrepassare i suddetti limiti è un incremento dell'altezza totale del solaio.

10. Scale

Il modulo **Scale** consente di calcolare e dimensionare le armature delle solette portanti di scale come elementi isolati della struttura. In funzione della geometria, del tipo e della distribuzione degli appoggi e dei carichi gravitazionali applicati, il programma determina le reazioni sulla struttura principale, che si traducono in carichi lineari e superficiali (per gradini rialzati) nelle ipotesi di carico permanente e di carico di esercizio.

Con il termine “vano scala” si indica l'insieme di tratti di scale situate in diversi piani che definiscono la circolazione verticale di una determinata zona di un edificio; una scalinata rappresenta la parte inclinata di una scala costituita da una successione continua di gradini che coprono un cambio di quota tra due piani orizzontali.

Con il termine pianerottolo si individua il piano orizzontale compreso tra due scalinate consecutive.

Il programma risolve vani scale i cui tratti tra i vari piani sono costituiti da scalinate (parallele o ortogonali tra di loro) dei seguenti tipi:

- Una scalinata rettilinea
 - Due scalinate rettilinee con pianerottolo ruotato di 180 gradi
 - Tre scalinate rettilinee con pianerottoli ruotati di 90 gradi
 - Due scalinate rettilinee con pianerottolo ruotato di 90 gradi
 - Due scalinate rettilinee consecutive con pianerottolo intermedio
 - “n” scalinate rettilinee con pianerottoli ruotati di 180 gradi
 - “n” scalinate rettilinee con pianerottoli ruotati di 90 gradi
- Inoltre, è possibile originare un vano scala “personalizzato”, definendo ogni suo tratto per mezzo di qualsiasi tipologia costituita da uno o più tra i seguenti elementi:
- Scalinata rettilinea
 - Pianerottolo intermedio
 - Pianerottolo ruotato di 90 gradi
 - Pianerottolo ruotato di 180 gradi
- Le scalinate rettilinee di ciascuna tipologia di scale si possono definire mediante solette orizzontali in corrispondenza del loro inizio e della loro fine. Si deve definire la lunghezza di ognuna di esse, che presenterà la stessa larghezza della scala.
- I gradini rialzati iniziali si possono definire come:
- Gradini rialzati rettilinei
 - Gradini rialzati con pianerottolo ruotato, senza divisione
 - Gradini rialzati con pianerottolo intermedio ruotato, con divisione
- I pianerottoli ruotati di 180 gradi si possono definire con una larghezza differente da quella del vano scala.

10.1. Dati comuni del vano scala

Le caratteristiche geometriche e i carichi del vano scala si definiscono nella linguetta **Dati del vano scala**.

Tali caratteristiche sono comuni a tutti i tratti compresi fra più piani di uno stesso vano scala. Nel caso particolare in cui un vano scala presenti valori differenti nei suoi tratti (ad esempio, carichi distinti) si deve inserire come due vani scale.

10.1.1. Caratteristiche geometriche

- **Larghezza.** È la larghezza della scala o la lunghezza dei gradini
- **Pedata e alzata.** La pedata è la larghezza del gradino misurata in pianta mentre l'alzata è la distanza, in direzione verticale, tra due pedate consecutive (altezza del gradino)..
- **Rotazione.** Può selezionare "Sinistra" o "Destra", a seconda del verso della rotazione assunta dalla persona che transita su essa quando sale.
- **Formazione dell'ultimo gradino.** L'ultimo gradino di una scalinata ascendente può essere di due tipi:
 - Il pianerottolo o l'arrivo costituiscono l'ultimo gradino
 - L'ultimo gradino si costruisce al di sopra del tratto inclinato

10.1.2. Carichi

- **Gradini.** Il programma consente di selezionare se i gradini sono "Gettati con il solaio" o se sono "Realizzati in mattoni", che sono i due modi più abituali di realizzare i gradini di una scala.

Tale selezione influenza il calcolo dei carichi permanenti applicati sulla scala e il computo del calcestruzzo impiegato per la sua costruzione.

- **Carichi del corrimano, pavimentazione e carico di esercizio.** Il peso dei corrimani richiesto è quello totale, per cui si deve inserire tale valore sulla base del numero di corrimani presenti (uno o due).

10.2. Dati dei tratti del vano scala

I tratti delle scale sono le frazioni dei vani scala che si estendono da un piano a un altro; possono essere costituiti da una o più scalinate. Le caratteristiche definite nei tratti possono essere differenti per ciascuno di essi (altezza della soletta portante, rialzo iniziale, disposizione di scalinate e pianerottoli, numero di gradini di ciascuna scalinata, larghezza della tromba delle scale, rialzo in pianerottoli, definizione degli appoggi dei pianerottoli, ecc.).

È possibile scegliere la tipologia da assegnare al nuovo tratto di scale dalle tipologie predefinite all'interno del programma.

L'insieme delle tipologie fa parte della libreria del progetto, per cui è possibile usare una medesima tipologia in uno o più tratti di una stessa scala e, di conseguenza, in uno o più vani scala del progetto.

Nel riquadro di dialogo **Creare –[Tipologie di scale]** bisogna specificare i seguenti dati:

- **Riferimento.** Identifica la tipologia del tratto definito.
- **Altezza della soletta portante.** Può essere proposta dal programma o indicata dall'utente. Affinché il programma predimensioni l'altezza della soletta portante non si deve aver spuntato la casella **Altezza soletta portante**; in tal caso le assegna un'altezza il cui valore è pari a 1/30 della luce reale massima tra gli appoggi.

Quando si attiva la casella **Altezza della soletta portante**, l'utente specifica manualmente tale valore.

- **Dislivello dell'inizio.** È possibile indicare un dislivello all'inizio di ciascun tratto della scala (maggiore o uguale a 10 cm) al fine di conferire un rialzo al solaio.

Esempi di applicazione dell'uso di tale valore sono rappresentati da scale che iniziano a livello della fondazione e devono attraversare un solaio sanitario o il massetto di un piano interrato, o scale che nascono su pianerottoli elevati rispetto al piano corrispondente.

- **Con rialzo iniziale.** Nel momento in cui siano presenti gradini rialzati in corrispondenza dell'inizio di un tratto di scala, è necessario indicarne il numero. Una volta calcolata la scala, il programma applica alla struttura principale una reazione superficiale uniforme corrispondente al peso medio dei gradini rialzati nell'ipotesi di carico permanente. Il programma non genera il carico di esercizio del rialzo nella zona da esso occupata, posto che tale superficie sia situata al di sopra di un elemento strutturale (ad esempio un solaio) su cui è già stato applicato un carico di esercizio.
- **Disposizione di scalinate e pianerottoli.** Si seleziona uno dei tipi indicati alla voce corrispondente.
- **Numero di gradini.** A seconda della tipologia di scala selezionata, si deve indicare il numero di gradini di ciascuna scalinata costituente il vano scala.
- **Larghezza della tromba delle scale.** Si richiede unicamente se esistono pianerottoli ruotati di 180 gradi.
- **Rialzo sul pianerottolo.** Se esiste, è necessario specificare il numero di gradini che lo costituiscono.
- **Definizione degli appoggi dei pianerottoli.** Il programma consente di definire pianerottoli appoggiati o liberi (a sbalzo).

Nel caso di pianerottoli appoggiati, la situazione degli appoggi può essere "Frontale", "Laterale" o "Entrambi" (combinazione dei due precedenti).

- **Tipo e larghezza dell'appoggio.** Il programma contempla i seguenti tipi di appoggi per i bordi dei pianerottoli:

- **Tirante sospeso:** È il caso di aste che assicurano il bordo del pianerottolo all'elemento strutturale (generalmente una trave) situato al piano superiore, al di sopra del pianerottolo. Il programma chiede la larghezza per considerare il peso del muro in mattoni situato tra il pianerottolo e il piano superiore.

- **Muro in muratura (*)**

- **Muro in calcestruzzo (*)**

(*) Il loro peso grava sull'elemento strutturale del piano inferiore situato al di sotto del bordo appoggiato del pianerottolo. Si considera il peso proprio di un muro di spessore dato e con altezza uguale alla differenza di quota tra il pianerottolo e il piano inferiore. Si considera un peso specifico pari a 15.70 kN/m³ nel caso di muro in muratura e di 24.53 kN/m³ nel caso di muro in calcestruzzo. Se esistesse un tratto di muro, o qualsiasi altra chiusura verticale, tra il pianerottolo e il piano superiore si deve applicare al piano inferiore il carico lineare corrispondente al peso del suddetto elemento.

- **Connettori:** Si tratta di connettori a taglio che vincolano i pianerottoli a un elemento strutturale tipo trave o muro, a cui si trasmette la reazione.

Una volta inserito il vano scala, il programma consente di proseguire introducendo nuovi vani scala identici al precedente, i cui riferimenti si numerano consecutivamente.

Per terminare l'inserimento dei vani scala è necessario cliccare il tasto destro del mouse.

Se esiste qualche problema geometrico nell'introduzione del vano scala, il programma emette un messaggio di errore sullo schermo.

10.3. Risultati, elenchi e disegni esecutivi del modulo Scale

10.3.1. Visualizzare l'esploso di un vano scala

Per visualizzare le armature di un vano scala, clicchi sul pulsante  del menu flottante **Scale** e, in seguito, il tasto sinistro del mouse sul vano scala di cui si desidera consultare l'armatura. Se è la prima volta che si seleziona il vano scala o se si sono apportate modifiche rispetto all'ultimo calcolo eseguito, il programma procede a calcolare e ad armare il vano scala in questione. Ultimata la procedura di calcolo, compare una finestra che mostra l'armatura di ciascun tratto costituente il vano scala.

Per visualizzare l'armatura tracciato dei rimanenti tratti, si utilizza il menu a tendina ubicato nell'angolo superiore sinistro della finestra.

10.3.2. Visualizzare le azioni interne e gli spostamenti mediante i diagrammi degli isovalori

Il programma calcola le scale in maniera isolata dal resto della struttura attraverso il metodo degli elementi finiti, generando una mesh di triangoli in cui la deformazione a taglio non è trascurabile, considerando le due ipotesi abituali per il calcolo di scale: carichi permanenti e carico di esercizio.

Gli appoggi all'inizio e all'arrivo sono rappresentati da una trave elastica dotata di una rigidità che simuli l'appoggio sul solaio, analogamente agli appoggi intermedi di pareti, tiranti e connettori. Si ottengono le reazioni e si integrano, ricavando carichi lineari come reazioni da applicare sulla struttura.

Per visualizzare le azioni interne e gli spostamenti di un vano scala bisogna cliccare sul pulsante  del menu flottante **Scale**, e, successivamente, il tasto sinistro del mouse sul vano scala di cui desidera consultare i risultati. Se è la prima volta che si seleziona il vano scala o se si sono apportate modifiche rispetto all'ultimo calcolo eseguito, il programma procede a calcolare il vano scala in esame.

Ultimata la procedura di calcolo, si mostra una finestra che illustra una vista tridimensionale di ciascun tratto costituente le scale, in cui è inoltre possibile consultare gli spostamenti e le azioni interne e visualizzare la deformata del tratto selezionato nel menu a tendina.

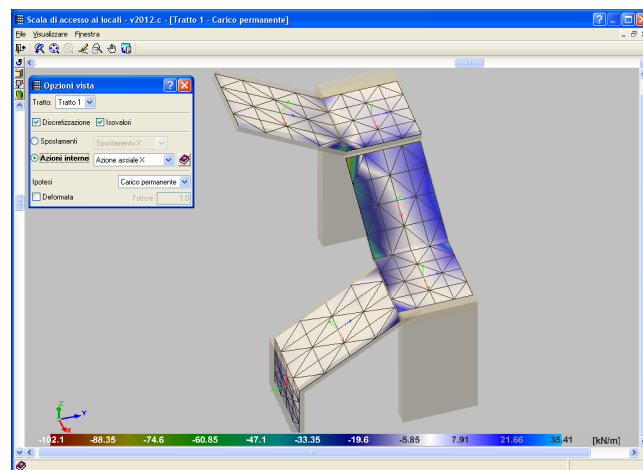


Fig. 10.1

10.3.3. Calcolo dei vani scala

I vani scala si possono calcolare usando indifferentemente uno tra i seguenti metodi: Calcolo completo con CYPECAD e Calcolo individuale.

Nel caso in cui si esegua un calcolo completo di una struttura, si calcolano anche tutti i vani scala in essa definiti, in modo tale da poter successivamente applicare le loro reazioni sulla struttura principale. Pertanto, il primo elemento il calcolato dal programma sono le scale.

Nel momento in cui la struttura non sia ancora stata calcolata, è possibile calcolare individualmente ciascun vano scala quando si clicca per la prima volta sui pulsanti  o  su ciascun vano scala, o quando si cliccano dopo aver apportato modifiche al vano scala selezionato.

Se l'utente esegue dei cambi in un vano scala dopo aver calcolato la struttura e questi ultimi influenzano il valore delle reazioni, è necessario realizzare nuovamente il calcolo della stessa per tenere in considerazione le nuove reazioni. Il programma emette un avviso relativo a tale situazione.

10.3.4. Elenchi

Negli elenchi del progetto è contemplata un'opzione che consente di generare l'elenco di tutte le scale definite nel progetto.

Gli elenchi relativi alle scale contengono i dati generali di tutti i vani scala del progetto (materiali e normative usate), i dati comuni (geometrie, azioni, ecc.) e i dati specifici (reazioni sulla struttura principale, armature, rapporti geometrici e meccanici di armatura, azioni interne risultanti in ciascuna sezione del tratto, ecc.) dei tratti di ciascun vano scala.

10.3.5. Disegni esecutivi di scale

Nei disegni esecutivi si riassumono tutte le informazioni necessarie per definire l'esploso delle scale: sezioni longitudinali e trasversali, tabelle di caratteristiche di ciascun tratto con i suoi dati geometrici, carichi e materiali.

Si contempla inoltre il computo delle armature (per vano scala, tratti e riepiloghi dei quantitativi totali di acciaio).

11. Strutture 3D integrate

Quegli utenti che nella stessa licenza di CYPECAD hanno acquistato il programma Strutture 3D, dispongono di una connessione tra i due programmi. L'interfaccia grafica è quasi identica a quella di Strutture 3D, in modo tale che si possano definire una o più zone indipendenti come **Strutture 3D integrate** e connesse alla struttura generale, costituite da gruppi e piani, di **CYPECAD**.

Si illustra il seguente esempio: Un centro commerciale con solai in getto pieno (CYPECAD) la cui copertura è in acciaio (Strutture 3D), con un zona destinata a terrazze coperte parzialmente da pergolati in legno (Strutture 3D).

Si potrebbero citare molti altri esempi, ma si procede a definire le loro caratteristiche principali:

1. Connessione tra strutture:

(CYPECAD-Strutture 3D integrate)

- Deve essere ubicata in corrispondenza di pilastri esistenti o elementi di appoggio definiti in precedenza (nella linguetta Inserimento di pilastri).
 - È anche possibile realizzarla in corrispondenza di travi, muri, solai in getto pieno o solai nervati.
 - Si possono adattare le aste che nascono al centro, ai lati o ai vertici; in generale, a qualsiasi punto.
 - Si possono definire dislivelli in corrispondenza delle connessioni, in modo tale che si realizzi nella zona centrale di qualsiasi pilastro o elemento di appoggio.
2. Il metodo di calcolo è lo stesso di quello descritto nella memoria di calcolo di Strutture 3D, analogamente all'interfaccia grafica e alle prestazioni.
 3. Tutte le ipotesi e le combinazioni generate sono comuni e si definiscono nel riquadro di dialogo **Dati generali** di CYPECAD.

4. È possibile calcolare, dimensionare e verificare in maniera indipendente qualsiasi **Struttura 3D integrata**. Si considera che i nodi di appoggio con vincolo esterno coincidano con le connessioni definite in CYPECAD.
5. Quando si calcola la struttura principale di CYPECAD mediante l'opzione **Calcolare la struttura**, si integrano entrambi i modelli in una matrice combinata che si risolve con i profilati correnti di ciascuna **Struttura 3D integrata**, con le ipotesi di carico che, essendo comuni, sono completamente integrate. Bisogna distinguere tale calcolo da quello non integrato, per il quale si calcola una parte della struttura, si trasmettono le sue reazioni e si calcola la restante parte.
6. **Importare progetti di Strutture 3D** è un'opzione di CYPECAD che consente di convertire il progetto in una struttura 3D integrata. I materiali e le serie di profilati devono essere comuni a quelli contemplati da CYPECAD; in caso contrario, si perdono quando si importa il progetto.

Per quanto concerne le ipotesi di carico, sono comuni quelle relative ai carichi permanenti, mentre quelle relative ai carichi di esercizio (vento, neve o carichi accidentali) si considerano ipotesi aggiuntive. I gruppi di combinazione sono quelli definiti nel riquadro di dialogo **Dati generali** di CYPECAD. Nel caso del vento, se nel progetto importato da Strutture 3D sono già state definite le ipotesi di carico, conviene studiare la loro compatibilità con le ipotesi automatiche generate da CYPECAD.

Si raccomanda di leggere attentamente la memoria di calcolo di Strutture 3D al fine di comprendere completamente il funzionamento delle strutture 3D si comportano, che è sostanzialmente lo stesso di una struttura isolata di Strutture 3D, con il vantaggio aggiuntivo di potersi integrare in CYPECAD.

12. Implementazione della norma

CYPECAD consente ai suoi utenti di calcolare e di dimensionare le loro strutture conformemente a una grande varietà di normative che sono state implementate nel programma. Si aggiungono costantemente nuove normative alla lista già esistente; si raccomanda all'utente di consultare gli aggiornamenti del programma sul nostro sito (www.normativa.cype.it) per queste nuove implementazioni.

12.1. Normative relative ai carichi

		Azione del vento	Azione del sisma	Azione della neve
	Algeria	R.N.V. 99 D.T.R. C 2-4.7	RPA 99 / v 2003	
	Argentina	CIRSOC 102-1984	CIRSOC 103-1991	
	Brasile	ABNT NBR 6123	ABNT NBR 15421:2006	
	Bulgaria	Ordinanza n°3, 21/07/2004. Sezione VI: Carichi da vento	Decreto n°2, 23/07/2007	Ordinanza N°3, 21/07/2004. Sezione V: Carichi da neve
	Canada	NBC 05	NBC 05	NBC 05
	Cile	NCH432 OF71	NCH433 OF1996 Mod 2009 (Dfm°61 de 2011) NCH-433 OF96	
	Cina	RSAAEP (Macao)		
	Colombia	NSR-10	NSR-10 NSR-98	
	Costa Rica	RC80	CSCR 2010 CSCR- 2002	
	Cuba	NC 285-2003	NC 46-1999	
	Ecuador	NEC-11	NEC-11 CPE INEN 5.2001	
	Francia	NV 65-2009	PS 92 (version révisée 2010) PS 92	NV 65-2009
	Germania	DIN 1055-4-2005-03	DIN 4149-2005 - 04	DIN 1055-4
	Guatemala	NSE2	NSE-10	
	Honduras	CHOC-04	CHOC-04	
	India	IS 875 (Part 3) - 1987 (Reaffirmed 1997)	IS 1893 (Part 1): 2002 IS 1893 (Part 1): 2002 (Section 7.5)	IS 875 (Part 4) - 1987 (Reaffirmed 1997)
	Internazionale	Norma generica (curve altezza/pressione)	Coefficienti di piano (statica) Analisi modale con spettro di risposta (dinamica)	Norma generica
	Italia	NTC 14/01/2008	NTC 14/01/2008	NTC 14/01/2008
	Marocco	Cahier des Prescriptions Communes Applicables au Calcul des Surcharges dues au Vent	RPS 2011 RPS 2000	
	Messico	CFE-2008	CFE 2008 CFE93	
	Messico D.F.	NTC	NTC - 2004 NTC - 95	
	Panama	REP-04	REP-04	
	Paraguay	NBR		
	Perù	Norma Técnica E.020	Norma Técnica E.030	
	Portogallo	RSA	RSA - Modal Espectral	RSA
	Regno Unito	BS 6399-2-1997		
	Repubblica Dominicana	Boletín n°9/80	M-001 1979	
	Romania		P100-1/2006	
	Spagna	CTE DB-SE AE NTE	NCSE-02 NCSE-94	CTE DB-SE AE NTE
	Sudafrica	SANS 10160-3-2011	SANS 10160-4-2011	
	Uruguay	UNIT 50-84		
	UE Internazionale	Eurocodice 1 Eurocodice 1 (Belgio) Eurocodice 1 (Francia) Eurocodice 1 (Portogallo) Eurocodice 1 (Regno Unito) Eurocodice 1 (Singapore)	Eurocodice 8 Eurocodice 8 (Belgio) Eurocodice 8 (Francia) Eurocodice 8 (Portogallo)	Eurocodice 1 Eurocodice 1 (Belgio) Eurocodice 1 (Francia) Eurocodice 1 (Portogallo)
	USA	ASCE/SEI 7-10 ASCE/SEI 7-05	2009 IBC ASCE 7.05 UBC 1997	ASCE 7 - 05
	Venezuela	COVENIN 2003-89	COVENIN 1756-1:2001	

12.2. Normative relative ai materiali

		Calcestruzzo		Acciaio		Legno		Alluminio		Muri in blocchi di cls		Strutture miste cls-acciaio		Resistenza al fuoco									
	Argentina	CIRSOC 201-2005																					
		CIRSOC 201-1982																					
	Bolivia	CBH 87																					
	Brasile	ABNT NBR 6118:2007		ABNT NBR 8800:2008		ABNT NBR 7190								ABNT NBR 7190									
				ABNT NBR 8800:1986																			
		ABNT NBR 6118:2003		ABNT NBR 14762:2010																			
				ABNT NBR 14762:2001																			
		ABNT NB-1		AISI (Brasile)																			
	Canada			CAN/CSA S16-01																			
				CAN/CSA S136-07																			
	Cile	NCh430.Of2008		NCh427																			
		ACI 318-99 (Cile)																					
	Francia	BAEL - 91(R-99)																					
	Germania			DIN 18800:2008-11																			
	India	IS 456:2000		IS 800:2007																			
	Italia	NTC 14/01/2008		NTC 14/01/2008																			
	Messico			AISI NASPEC 2007 (LRFD) (Messico)																			
	Messico D.F.	NTCRC:2004		NTCRC Estruct. Metal.						NTCRC													
		NTCRC																					
	Perù	NTE E.060:2009																					
	Portogallo	REBAP		REAE										RSCI									
				MV110 (Portogallo)																			
				EAE																			
	Spagna	EHE-08				CTE DB SE-M				CTE DB SE-F				CTE DB SI									
		EHE-98		CTE DB SE-A																			
				EA-95 (MV103)																			
		EH-91		EA-95 (MV110)																			
	UE Internazionale		Eurocodice 2		Eurocodice 3		Eurocodice 5	Eurocodice 9		Eurocodice 6		Eurocodice 4			Eurocodice 2 (Calcestruzzo)								
					Eurocodice 3 (Bulgaria)									Eurocodice 4 (Bulgaria)		Eurocodice 3 (Acciaio)							
			Eurocodice 2 (Bulgaria)		Eurocodice 3 (Francia)		Eurocodice 5 (Belgio)								Eurocodice 5 (Legno)								
					Eurocodice 4 (Francia)																		
			Eurocodice 2 (Portogallo)		Eurocodice 3 (Italia)		Eurocodice 5 (Francia)																
					Eurocodice 4 (Italia)																		
			Eurocodice 2 (Romania)		Eurocodice 3 (Portogallo)																		
					Eurocodice 4 (Portogallo)																		
			USA	ACI 318M-11		AISC ASD 89																	
						AISC LFRD 86																	
ACI 318M-08				ANSI/AISC 360-10 (LRFD)																			
				ANSI/AISC 360-05 (LRFD)																			
ACI 318M-99				AISI/NASPEC-2007 (LRFD) (USA)																			
				AISI/NASPEC-1977																			

12.3. Normative relative alle combinazioni

		Calcestruzzo	Acciaio		Legno	Strutture in blocchi di calcestruzzo
			Laminato e saldato	Sagomato		
	Algeria	BAEL-91 (R99)				
		RPA 99				
	Argentina	CIRSOC 201-2005				
		CIRSOC 201-1982 (103)				
		CIRSOC 201-1982 (105)				
	Belgio				Eurocodice 0	
	Brasile	ABNT NBR 6118:2003	ABNT NBR 8800:2008	ABNT NBR 14762:2001	ABNT NBR 7190	
		ABNT NB-1				
		ABNT NBR-8681/84	ABNT NBR 8800:1986	AISI (Brasile)		
	Bulgaria	Eurocodice 0	Eurocodice 0	Eurocodice 0		
	Canada		CAN/CSA S16-01	CAN/CSA S136-07		
	Cile	ACI 318-99 (Cile)	ASD	ASD		
	Francia	BAEL-91 (R99)	Eurocodice 0	Eurocodice 0	Eurocodice 0	
	Germania		DIN 1055-100	DIN 1055-100		
	India	IS 875 (Part 5):1987				
	Italia		Eurocodice 0	Eurocodice 0		
	Marocco	BAEL-91 (R99)				
		RPS 2000				
	Messico			AISI/NASPEC-2007 (LFRD) (Messico)		
	Messico D.F.	Reglamento DF	NTCRC Estruct. Metal.			Reglamento DF
	Perù	NT E.060				
	Portogallo	Eurocodice 0	Eurocodice 0	Eurocodice 0		
		RSA	RSA	RSA		
	Romania	Eurocodice 0				
	Spagna	CTE DB-SE	CTE DB SE	CTE DB-SE	CTE DB SE	CTE DB SE
		EHE-98				
		EH-91	EA-95 (MV103)	EA-95 (MV110)		
	UE Internazionale	Eurocodice 0	Eurocodice 0	Eurocodice 0	Eurocodice 0	Eurocodice 0
	USA	ACI 318M-08	ASCE/SEI 7-05	ASCE/SEI 7-05		
			ASD			
		ACI 318M-99	AISC LRFD 86	ASD		

13. Diaframma rigido

13.1. Diaframma rigido in travi isolate

In CYPECAD esiste la possibilità di eliminare la considerazione del diaframma rigido in travi isolate, cioè, quelle travi che si introducono nel piano a partire dalle tipologie contemplate nel riquadro di dialogo Trave corrente e che non si connettono a nessun campo (salvo i tipi “Vincolo esterno” e “Trave non strutturale o limite”).

Di default, tutte le travi si considerano “connesse” al diaframma rigido, per cui possiedono 3 gradi di libertà, mantenendo l'ipotesi di diaframma rigido. Ad esempio, una trave continua che si appoggia su più pilastri, sebbene non possieda un solaio, conserva l'ipotesi di diaframma rigido.

È possibile svincolare le travi isolate dal diaframma rigido tramite l'opzione Diaframma rigido in travi isolate (linguetta Inserimento di travi > menu Travi/Muri). Le travi svincolate mediante tale opzione dispongono di sei gradi di libertà in ogni estremo con le corrispondenti azioni interne: azioni assiali, momento nel piano verticale e trasversale, taglio verticale e trasversale e momento torcente. Le armature si dimensionano sulla base di ciascuna delle sollecitazioni elencate.

Per quanto riguarda la considerazione dell'instabilità in travi isolate orizzontali, in acciaio o in calcestruzzo, come lunghezza libera di inflessione si considera la luce libera della trave sia nel piano orizzontale che in quello verticale.

13.2. Diaframma rigido in muri in calcestruzzo armato, muri in muratura e muri in blocchi di calcestruzzo armato

La considerazione del diaframma rigido a livello del piano si mantiene solamente se il muro è in contatto con un sola-

io. Pertanto, se il muro è isolato a livello del piano o è in contatto unicamente con travi isolate o con altri muri, tutti i nodi dell'asta che si generano in corrispondenza dell'intersezione del piano in questione e i nodi degli elementi finiti triangolari del muro presentano 6 gradi di libertà.

Nel caso in cui il muro sia in contatto con qualche campo lungo qualsiasi parte del suo sviluppo in un piano, tutto il muro risulta connesso al diaframma rigido di quel piano, compreso nei tratti in cui non esistono campi. Tuttavia, esiste la possibilità di eliminare parzialmente la considerazione del diaframma rigido tramite l'opzione Dividere trave (linguetta Inserimento di travi > menu Travi/Muri), in modo tale che applicando la suddetta divisione ai punti di transizione tra la parte con diaframma rigido e la parte isolata, queste ultime parti si lasciano libere o isolate con 6 gradi di libertà in tali tratti isolati.

Se l'opzione che consente di armare le travi di coronamento di muri risulta attivata (menu Progetto > Dati generali > pulsante Per posizione alla voce Barre del sottomenu Armatura > pulsante Opzioni relative a travi > opzione Armatura di travi inglobate in muri e travi di coronamento), i tratti di travi di coronamento che si trovano al di sopra dei tratti di muri privi di solaio 8se l'utente ha applicato l'opzione Dividere trave per svincolare tale tratto), o le travi di coronamento dei muri privi di solaio lungo tutto il loro sviluppo, si dimensionano sulle basi delle sei azioni interne agenti.

Analogamente, si esegue il dimensionamento delle travi coincidenti con i piani intermedi e con il coronamento in muri in muratura e in muri di blocchi prefabbricati in calcestruzzo se si attiva la suddetta opzione per tali tipologie, con la peculiarità che si effettua anche a livello di piani intermedi.

14. Interazione della struttura con gli elementi costruttivi

Lo studio degli effetti provocati sugli edifici come conseguenza del verificarsi di un evento sismico evidenzia la necessità di potenziare lo sviluppo di utilities di calcolo che agevolino l'esecuzione delle analisi di strutture sottoposte ad azioni sismiche in maniera maggiormente realistica.

Il rischio sismico contempla due concetti fondamentali: la pericolosità sismica e il comportamento dinamico delle strutture dovuto al fatto di essere sottoposte ad azioni accidentali esterne. Il livello di conoscenza attuale di questi due aspetti è ancora limitato a causa della grande incertezza esistente circa l'informazione e i metodi a disposizione per il loro studio.

Ad esempio, per quanto concerne la pericolosità sismica, esistono incertezze legate alla predizione, all'ubicazione e alla quantificazione di un sisma, mentre per quanto riguarda il comportamento dinamico delle strutture le incertezze sono relative alla conoscenza del loro comportamento, alla qualità dei materiali costruttivi, ai processi costruttivi, ecc.

Il lavoro sviluppato all'interno del presente modulo è finalizzato allo studio del comportamento dinamico delle strutture e della loro interazione con il resto degli elementi non strutturali costituenti l'edificio, così come alla determinazione delle azioni interne di progetto più gravose risultanti dalla combinazione simultanea dell'azione sismica con altre azioni statiche.

Oggigiorno, nell'ambito del calcolo strutturale di edifici, è possibile appoggiarsi a diversi metodi di analisi con differenti gradi di complessità. Una procedura semplice consiste nell'utilizzare un metodo statico semplificato basato sull'ottenimento di forze statiche equivalenti, evitando così di

eseguire un'analisi del comportamento dinamico della costruzione. Oltre alle restrizioni nel loro ambito di applicazione, le possibili inesattezze del metodo si neutralizzano mediante sovradimensionamenti che riducono notevolmente la competitività delle progettazioni risultanti.

Come procedure di calcolo più generali, le normative attuali contemplano l'esecuzione delle analisi mediante spettri di risposta. A partire da un modello tridimensionale della struttura, che consideri i gradi di libertà più rappresentativi, e dagli spettri di risposta definiti da ciascuna normativa in funzione di diversi parametri (zona sismica, tipo di terreno, ecc.), si ottengono le sollecitazioni massime corrispondenti ad ogni modo di vibrare della struttura.

L'analisi modale con spettro di risposta è una procedura di analisi dinamica che consiste nel determinare la risposta massima della struttura a partire dai suoi modi di vibrare (deformate ed autovettori) e dalle sue rispettive frequenze naturali di vibrazione (autovalori). La risposta finale della struttura deriva dalla combinazione idonea dei suddetti contributi modali. L'applicazione di tale metodo di analisi si esegue a partire dalle seguenti considerazioni generali:

- I modi di vibrare del sistema si devono ottenere utilizzando metodologie previste dalla dinamica strutturale.
- Si devono considerare tutti quei modi della struttura che contribuiscano in maniera significativa alla risposta dinamica della stessa.
- La risposta massima di ciascun modo si ricava utilizzando le **ordinate dello spettro di progetto** definito conformemente alla normativa di riferimento, per il periodo di vibrazione proprio del modo.

- Le risposte modali massime per ogni variabile che interviene nell'analisi (spostamenti, distorsioni, forze, azioni interne, ecc.) si combinano al fine di ottenere la risposta massima totale risultante dall'azione sismica.

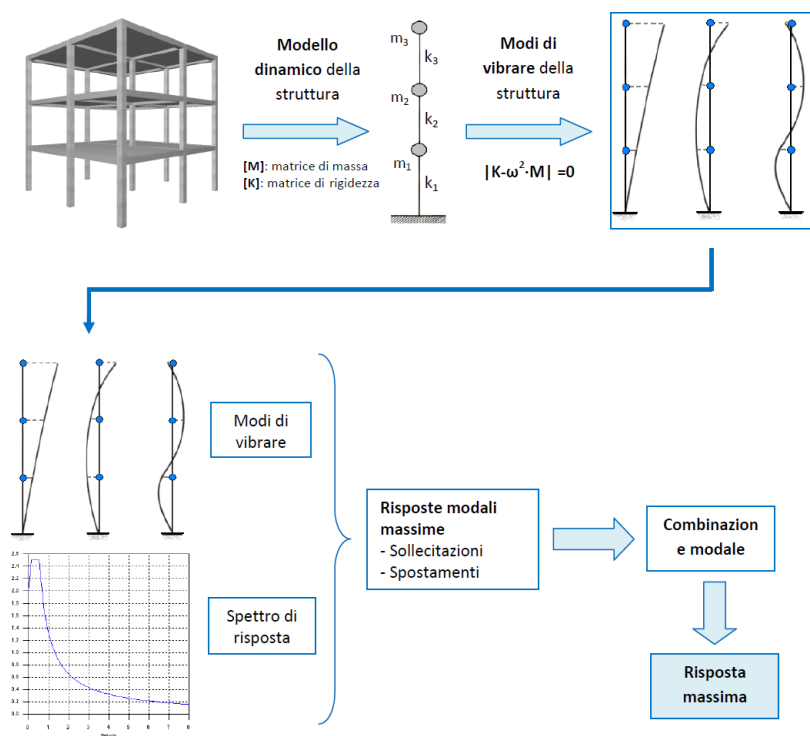


Fig. 14.1. Riassunto schematico del processo di analisi lineare dinamico con spettro di risposta

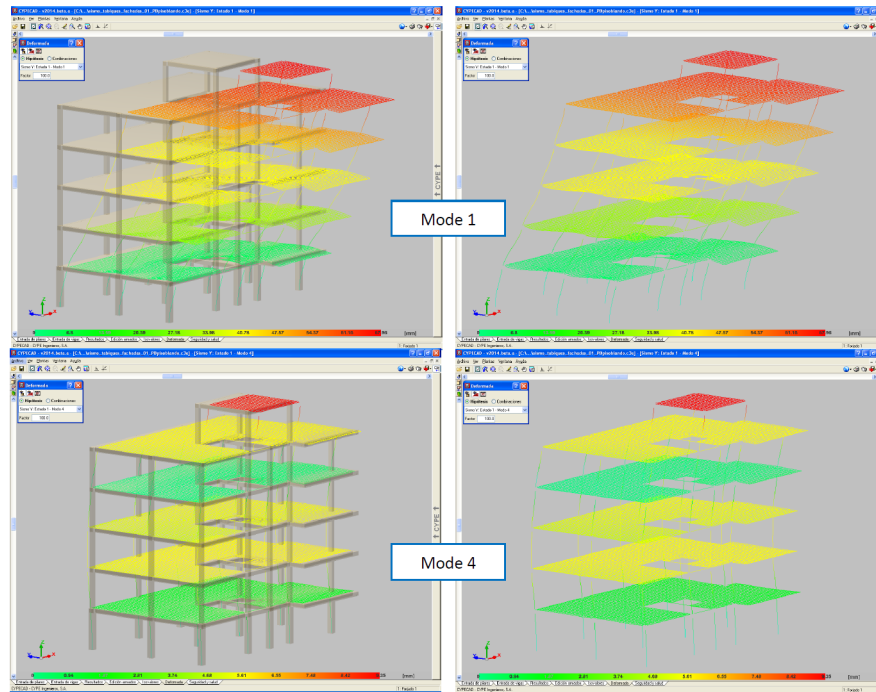


Fig. 14.2. Deformate associate ai modi di vibrare di una struttura calcolati dal programma

Nella maggior parte degli edifici destinati principalmente ad appartamenti in zone urbane, il piano terra è destinato a locali di tipo commerciale o ad attività terziaria, mentre i piani superiori ad abitazioni. Normalmente i solai sono di tipo bidirezionale (nervati) o in getto pieno, costituiti da travetti monodirezionali, mentre le travi sono generalmente in spessore di solaio, anche se possono sporgere rispetto alla faccia inferiore del solaio (travi fuori spessore di solaio).

Nel momento in cui non esista nessun elemento aggiuntivo resistente all'azione sismica, quali pareti di taglio (shear walls), le azioni orizzontali provocate dal sisma vengono assorbite dal nodo rigido (incastro) presente tra i pilastri e il solaio.

Le chiusure verticali e le partizioni degli edifici si considerano elementi "non strutturali"; tuttavia, durante il verificarsi di un sisma, apportano rigidità alla struttura, dal momento che comportano una modifica nella distribuzione e nella magnitudine delle azioni interne provocate dall'azione sismica. Ad esempio, se tra i vari piani di un edificio vi sia una distribuzione non uniforme delle rigidità associate alle chiusure verticali, le forze orizzontali incidono maggiormente sui pilastri appartenenti ai piani dotati di minore rigidità, dando luogo a tagli di elevata magnitudine nei pilastri. Nel momento in cui questi ultimi non fossero progettati adeguatamente, le azioni interne potrebbero provocarne una rottura fragile, il che metterebbe in serio pericolo la stabilità dell'edificio, comportando addirittura il suo collasso.

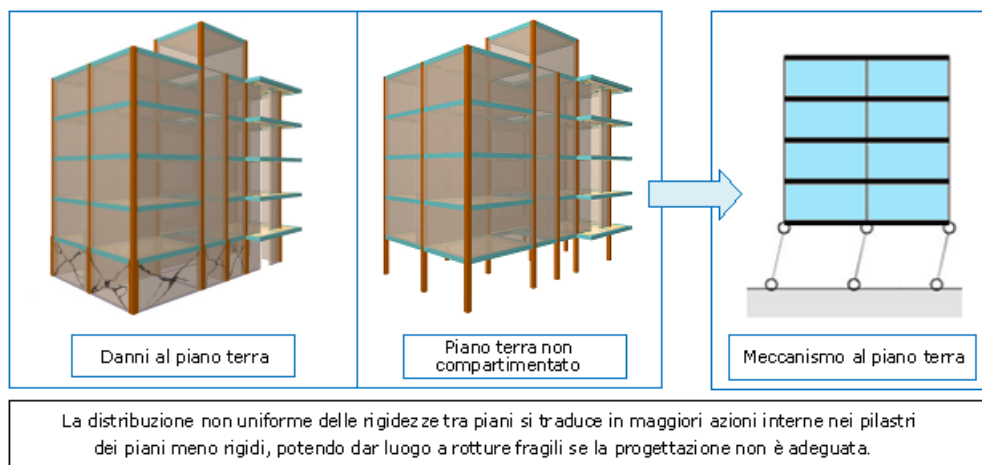


Fig. 14.3

“La maggior parte delle norme in materia antisismica stabiliscono la necessità di considerare la differenza di rigidezza che si verifica di fronte all'esistenza di piani con diversa snellezza o privi di ostacoli in edifici, quale può essere il caso di piani terra in edifici adibiti ad abitazioni.”

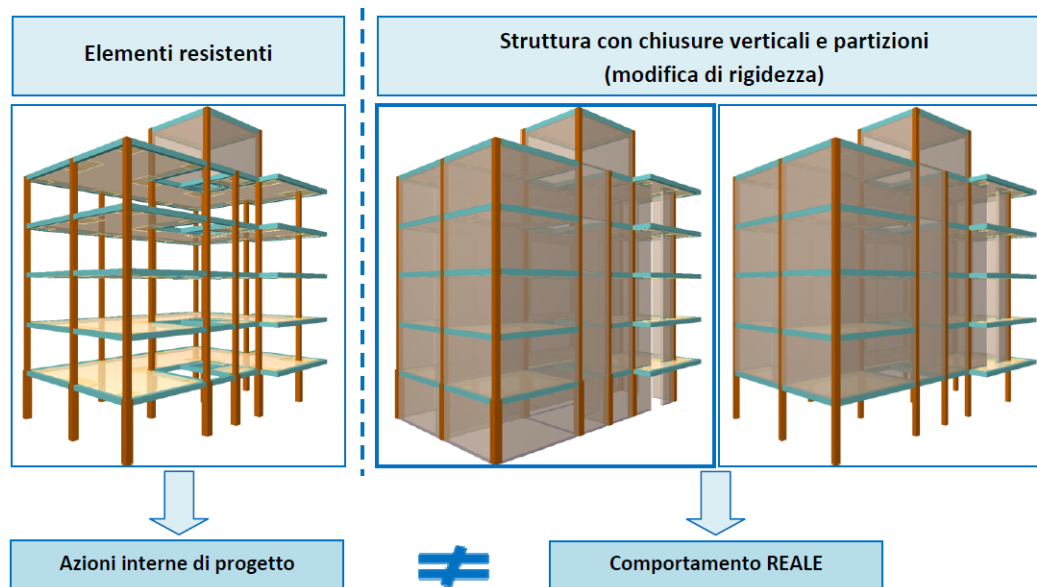


Fig. 14.4. La progettazione corrente si basa su modelli che contemplano unicamente gli elementi strutturali resistenti. Tuttavia, un'analisi maggiormente dettagliata prevede di considerare la rigidezza e la resistenza che sia le chiusure verticali che le partizioni possano sviluppare.

Ciò obbliga a dover definire e risolvere più modelli lineari di calcolo che contemplino le distinte situazioni che si possano produrre nella realtà. Non risulta possibile conoscere a priori la situazione più sfavorevole, dato che in molti casi un cambio di situazione dei tramezzi comporta brusche modifiche di rigidezza e, conseguentemente, effetti gravosi sugli elementi strutturali.

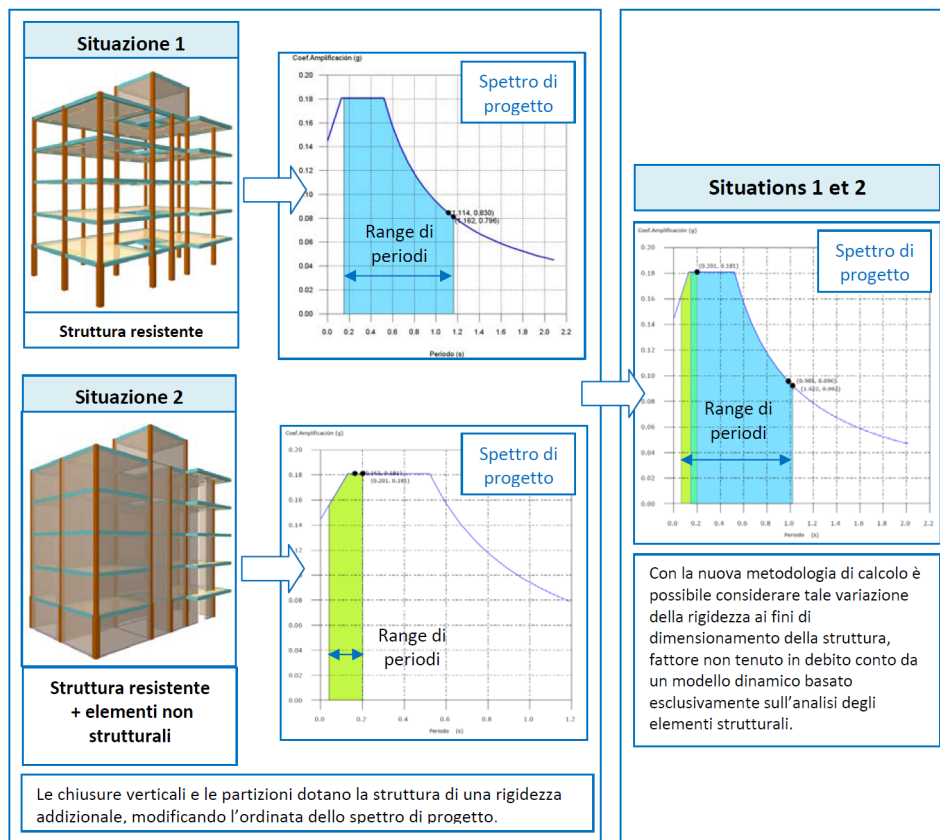


Fig. 14.5. La nuova applicazione consente l'analisi del comportamento della struttura in diverse situazioni, al fine di garantire la corretta risposta della stessa in tutte le possibili ipotesi di comportamento durante un evento sismico.

In tal modo, il metodo di calcolo sviluppato è in grado di stimare in maniera sufficientemente precisa il comportamento dell'edificio durante un evento sismico, tenendo in considerazione gli elementi strutturali e l'influenza esercitata sugli stessi dal resto degli elementi strutturali. Nei paragrafi che seguono si riporta un esempio di calcolo in cui si evidenzia l'importanza acquisita dalla verifica dei possibili stati o situazioni della struttura dovuti alla sua interazione con gli elementi non strutturali.

14.1. Modello di analisi dell'influenza di elementi costruttivi non strutturali

Il modello di analisi nel quale è compresa l'influenza esercitata dagli elementi costruttivi non strutturali su di un edificio in caso di sisma, mediante cui si determina la modalità di azione delle chiusure verticali e delle partizioni durante un sisma, tenendo in considerazione che la loro funzione non è di natura strutturale, è stato sviluppato dai ricercatori del Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería (d'ora in poi indicato con la sigla CIMNE) della Universidad Politécnica de Cataluña (UPC), insieme all'azienda PRISMA, S.L. e al gruppo di ingegneri di CYPE SOFT, S.L.

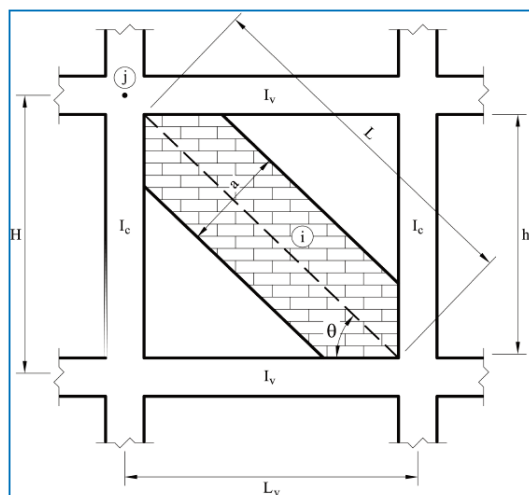


Fig. 14.6. Rappresentazione del modello considerato al fine di comprendere nel calcolo l'effetto degli elementi non strutturali: "asta in muratura equivalente contenuta in un telaio".

Il programma genera le aste equivalenti di muratura per considerare l'effetto di ogni elemento costruttivo. È importante precisare che la loro rigidezza si sviluppa solo ed esclusivamente se l'elemento è confinato lateralmente tra pilastri, pareti di taglio o muri.

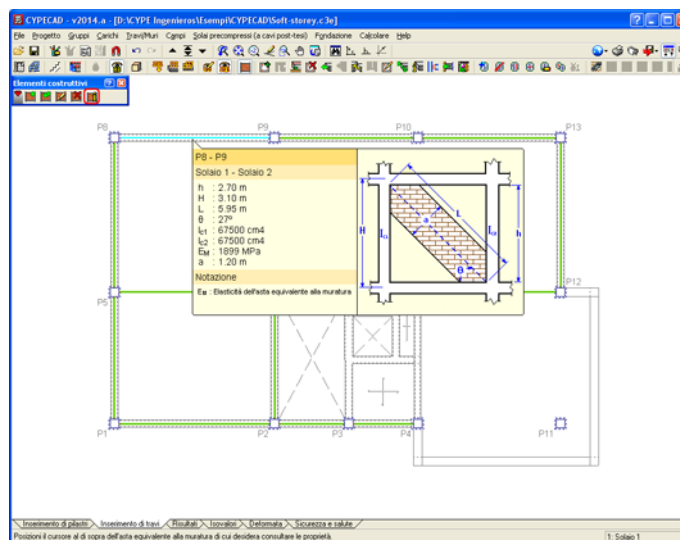


Fig. 14.7

14.2. Stati di rottura o di fessurazione

Il metodo di calcolo sviluppato consente di eseguire l'analisi modale con spettro di risposta di più modelli dinamici consecutivi generati automaticamente, che comprendono la rigidezza degli elementi non strutturali (chiusure verticali e partizioni) e la loro situazione o stato.

Esiste la possibilità di considerare unicamente due stati di calcolo estremi: quello corrispondente al comportamento della struttura senza che intervenga nessun elemento costruttivo, e quello che tiene in considerazione l'effetto di tutti gli elementi costruttivi confinati lateralmente, ipotizzando che non abbiano subito né fessurazioni né rotture.

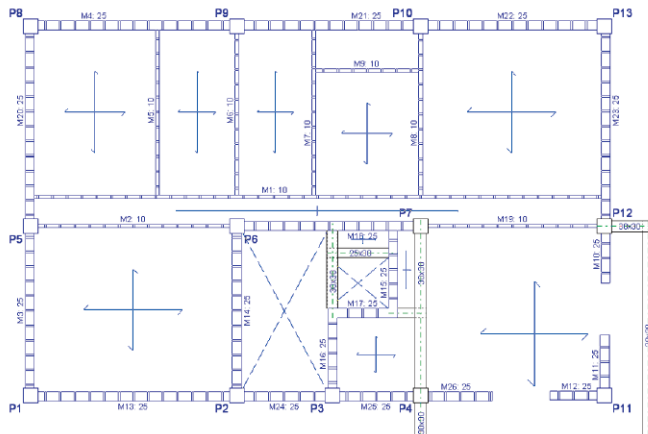


Fig. 14.11

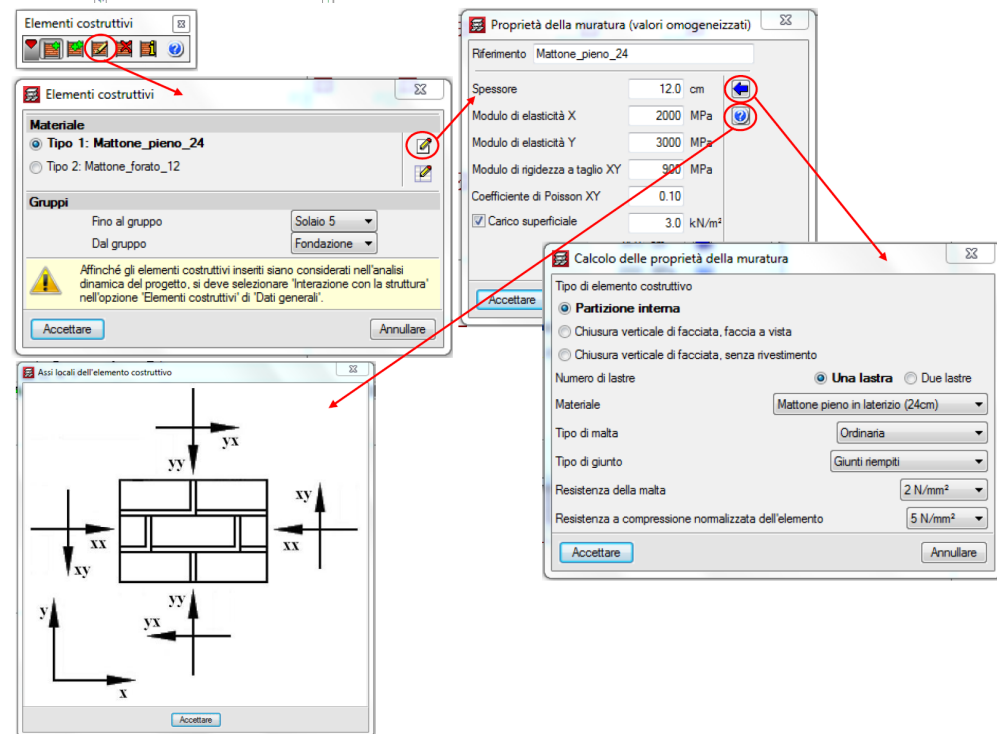


Fig. 14.12

14.3.2. Elementi costruttivi

In base alle caratteristiche meccaniche ed elastiche assegnate ad ogni elemento, il metodo di calcolo esposto in precedenza consente di generare e di considerare non solo i carichi associati a tali elementi, ma anche la loro rigidità, mediante un input di dati molto simile a quello dei carichi lineari.

La considerazione della rigidità degli elementi non strutturali nel calcolo si esplica applicando il metodo proposto dal Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería (CIMNE). È necessario precisare che tale rigidità si sviluppa unicamente se l'elemento costruttivo è confinato lateralmente tra elementi strutturali. In caso contrario, il programma genera il carico lineare ad esso equivalente, senza assegnargli nessuna rigidità..

Per ogni elemento confinato e in funzione delle caratteristiche dello stesso, il programma genera un'asta equivalente in muratura di cui calcola l'area, la lunghezza e un modulo di elasticità omogeneizzato, parametri che consentono di definire la rigidità dell'elemento da comprendere nel modello di calcolo della struttura.

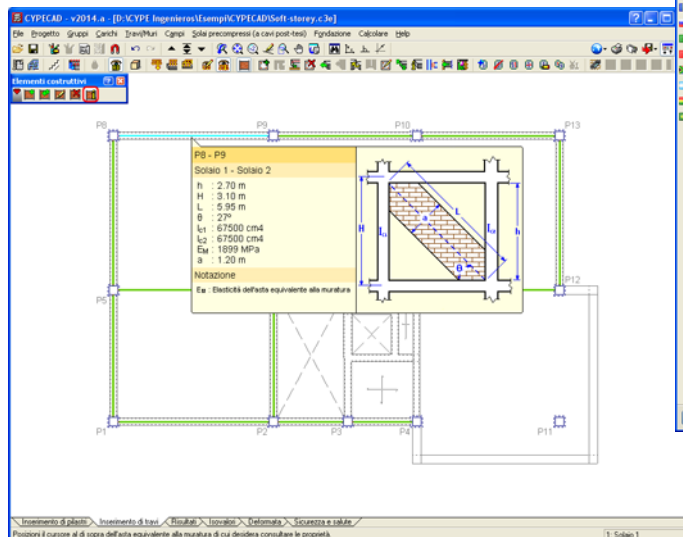


Fig. 14.13. Proprietà delle aste equivalenti in muratura generate.

14.3.3. Azione sismica

Per la considerazione nel calcolo dell'azione sismica, si conduce un'analisi dinamica modale con spettro di risposta (si sceglie, ad esempio, la normativa sismica NCSE-02). Dopo aver selezionato i dati relativi al sito ove si intende ubicare la struttura, il tipo di terreno, le caratteristiche della struttura ed altri parametri che si mostrano in seguito, il programma genera lo spettro corrispondente mediante cui esegue il calcolo.

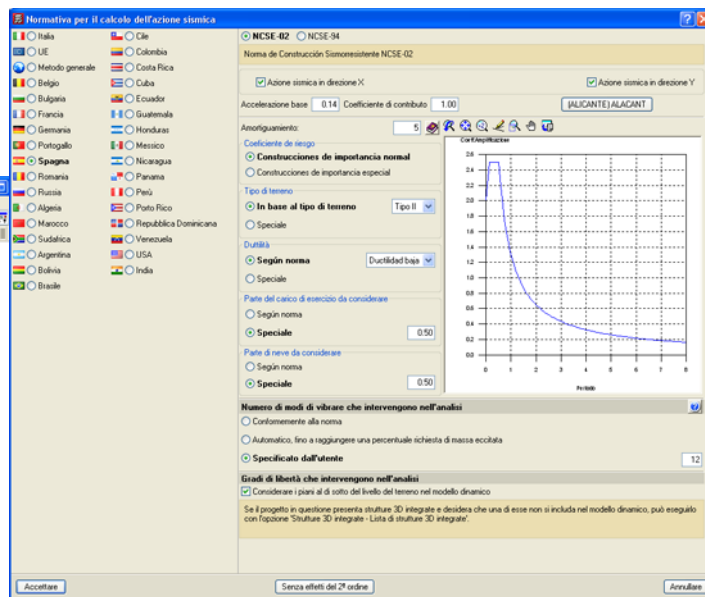


Fig. 14.14. Finestra di dialogo relativa al sisma offerta dal programma per la normativa NC SE-02.

Lo scopo del presente esempio consiste nel tenere in debita considerazione le irregolarità della rigidità in elevazione, dato che queste dato luogo ad azioni interne maggiori negli elementi resistenti dei piani meno rigidi.

Come illustrato in precedenza, il caso in esame è tipico, ad esempio, di edifici in cui il piano terra è destinato ad usi commerciali che, in linea generale, possiedono un'irregolarità in termini di rigidezza che li rende notevolmente più deboli nel succitato piano. La differenza di rigidezza è legata al fatto che la sua altezza, solitamente, è maggiore di quella dei piani superiori dato che, per necessità derivanti dal suo uso, si tratta di un piano molto più "aperto". Anche nel caso in cui il piano inferiore possedesse una rigidezza analoga a quella dei piani superiori, durante i primi istanti in cui ha luogo il sisma si verifica la rottura delle chiusure verticali delle zone inferiori dell'edificio; ciò provoca brusche modifiche di rigidezza e, pertanto, un'irregolarità in altezza si-

mile a quella esposta in precedenza. Pertanto, le rigidezze apportate dai diversi elementi non strutturali possono cambiare durante un evento sismico, a causa delle rotture e delle crepe che compaiono gradualmente.

Per la struttura in esame, si definisce una distribuzione uniforme in elevazione di chiusure verticali e partizioni, ad eccezione del piano terra dell'edificio. I modelli o stati analizzati dal programma sono due: quello che considera automaticamente gli elementi strutturali e quello in cui sono compresi gli elementi strutturali e l'interazione degli stessi con gli elementi non strutturali; nel calcolo si contempla la rigidezza di questi ultimi.



Fig. 14.15. Modelli o stati di calcolo generati automaticamente dal programma.

L'analisi dinamica modale con spettro di risposta fornisce due insiemi di modi corrispondenti ai due stati considerati; per ciascuno di essi, le risposte modali (azioni interne, spostamenti, distorsioni, ecc.) si combinano mediante il metodo CQC al fine di ottenere la risposta in base all'ipotesi sismica (Sisma X e Sisma Y) e allo stato considerato, in modo tale da tenere in debita considerazione le seguenti ipotesi dinamiche:

- SISMA X (stato 1)
- SISMA X (stato 2)
- SISMA Y (stato 1)
- SISMA Y (stato 2)

Nelle combinazioni dell'azioni sismica con le altre azioni statiche, si tengono in considerazione entrambi gli stati, ed ogni elemento strutturale si progetta e dimensiona per la situazione più gravosa cui risulta sottoposto.

Nel seguito si illustrano alcuni paragrafi della relazione “Giustificazione dell’azione sismica” fornita in output dal programma. Si mostrano i due insiemi di modi calcolati per i due stati della struttura considerati con i loro coefficienti di partecipazione, la percentuale di massa eccitata in ciascuna direzione e l’accelerazione spettrale associata. Le informazioni contenute nella tabella si riversano graficamente all’interno degli spettri di progetto utilizzati nel calcolo e si rappresentano gli intervalli dei periodi studiati per ciascun stato.

Da un’analisi dei risultati si può osservare come i periodi associati allo stato 2, nel quale si considera l’effetto degli elementi non strutturali, sono minori di quelli ottenuti nello stato 1; in altri termini, lo stato 2 considera un modello dotato di maggiore rigidezza rispetto allo stato 1.

A seconda della maggiore o minore rigidezza dei modelli, variano gli intervalli e, quindi, le accelerazioni ad essi associate. Inoltre, i modi di vibrare associati ad ogni stato sono distinti e influenzano gli elementi resistenti in modo differente. Da ciò deriva che uno stato possa essere quello più gravoso per un dato elemento resistente, ma non esserlo per un altro.

1.3.1.- Stato 1

Modo	T	L _x	L _y	L _{gz}	M _x	M _y	Ipotesi X(1)	Ipotesi Y(1)
Modo 1	1.022	0.0363	0.9659	0.2565	0.11 %	77.64 %	R = 2 A = 0.905 m/s² D = 23.9274 mm	R = 2 A = 0.905 m/s² D = 23.9274 mm
Modo 2	0.985	0.9406	0.0386	0.3373	77.61 %	0.13 %	R = 2 A = 0.938 m/s² D = 23.0747 mm	R = 2 A = 0.938 m/s² D = 23.0747 mm
Modo 3	0.836	0.0106	0.0158	0.9999	0.3 %	0.17 %	R = 2 A = 1.106 m/s² D = 19.591 mm	R = 2 A = 1.106 m/s² D = 19.591 mm
Modo 4	0.362	0.0791	0.9506	0.3003	0.06 %	9.33 %	R = 2 A = 1.776 m/s² D = 5.90505 mm	R = 2 A = 1.776 m/s² D = 5.90505 mm
Modo 5	0.352	0.972	0.0827	0.2201	9.17 %	0.07 %	R = 2 A = 1.776 m/s² D = 5.57428 mm	R = 2 A = 1.776 m/s² D = 5.57428 mm
Modo 6	0.301	0.0013	0.0056	1	0 %	0.01 %	R = 2 A = 1.776 m/s² D = 4.08155 mm	R = 2 A = 1.776 m/s² D = 4.08155 mm
Modo 7	0.235	0.0026	0.998	0.0638	0 %	3.14 %	R = 2 A = 1.776 m/s² D = 2.48555 mm	R = 2 A = 1.776 m/s² D = 2.48555 mm
Modo 8	0.230	0.5256	0.0097	0.8507	3.04 %	0 %	R = 2 A = 1.776 m/s² D = 2.38692 mm	R = 2 A = 1.776 m/s² D = 2.38692 mm
Modo 9	0.195	0.146	0.0887	0.9853	1.36 %	0.5 %	R = 2 A = 1.776 m/s² D = 1.71211 mm	R = 2 A = 1.776 m/s² D = 1.71211 mm
Modo 10	0.191	0.3277	0.5988	0.7308	0.6 %	2 %	R = 2 A = 1.776 m/s² D = 1.64613 mm	R = 2 A = 1.776 m/s² D = 1.64613 mm
Modo 11	0.176	0.0804	0.0283	0.9964	0.68 %	0.08 %	R = 2 A = 1.776 m/s² D = 1.39608 mm	R = 2 A = 1.776 m/s² D = 1.39608 mm
Modo 12	0.145	0.1079	0.0846	0.9905	0.08 %	0.05 %	R = 2 A = 1.776 m/s² D = 0.94615 mm	R = 2 A = 1.776 m/s² D = 0.94615 mm
Totale					93.01 %	93.12 %		

Tabella dei coefficienti di partecipazione per lo stato 1.

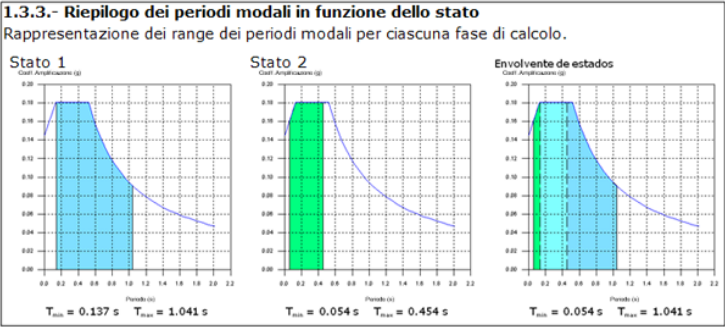
Fig. 14.16. Tabella dei coefficienti di partecipazione per lo stato 1.

1.3.2.- Stato 2

Modo	T	L _x	L _y	L _{gz}	M _x	M _y	Ipotesi X(1)	Ipotesi Y(1)
Modo 1	0.575	0.0307	0.5917	0.8056	0.23 %	85.19 %	R = 2 A = 1.613 m/s ² D = 13.4947 mm	R = 2 A = 1.613 m/s ² D = 13.4947 mm
Modo 2	0.480	0.9183	0.0654	0.3905	93.7 %	0.48 %	R = 2 A = 1.776 m/s ² D = 10.3573 mm	R = 2 A = 1.776 m/s ² D = 10.3573 mm
Modo 3	0.410	0.0165	0.0406	0.999	0.84 %	5.12 %	R = 2 A = 1.776 m/s ² D = 7.57823 mm	R = 2 A = 1.776 m/s ² D = 7.57823 mm
Modo 4	0.193	0.0294	0.4256	0.9044	0.03 %	6.56 %	R = 2 A = 1.776 m/s ² D = 1.67286 mm	R = 2 A = 1.776 m/s ² D = 1.67286 mm
Modo 5	0.152	0.5783	0.0712	0.8127	4.19 %	0.06 %	R = 2 A = 1.776 m/s ² D = 1.03962 mm	R = 2 A = 1.776 m/s ² D = 1.03962 mm
Modo 6	0.127	0.0274	0.0402	0.9988	0.09 %	0.19 %	R = 2 A = 1.767 m/s ² D = 0.71837 mm	R = 2 A = 1.767 m/s ² D = 0.71837 mm
Modo 7	0.119	0.0363	0.3913	0.9195	0.01 %	1.59 %	R = 2 A = 1.746 m/s ² D = 0.62384 mm	R = 2 A = 1.746 m/s ² D = 0.62384 mm
Modo 8	0.092	0.4628	0.1024	0.8805	0.61 %	0.03 %	R = 2 A = 1.672 m/s ² D = 0.35626 mm	R = 2 A = 1.672 m/s ² D = 0.35626 mm
Modo 9	0.089	0.0482	0.3199	0.9462	0.01 %	0.54 %	R = 2 A = 1.664 m/s ² D = 0.33273 mm	R = 2 A = 1.664 m/s ² D = 0.33273 mm
Modo 10	0.076	0.0684	0.1278	0.9894	0.04 %	0.13 %	R = 2 A = 1.628 m/s ² D = 0.23689 mm	R = 2 A = 1.628 m/s ² D = 0.23689 mm
Modo 11	0.075	0.0366	0.105	0.9938	0.01 %	0.08 %	R = 2 A = 1.625 m/s ² D = 0.22877 mm	R = 2 A = 1.625 m/s ² D = 0.22877 mm
Modo 12	0.071	0.1961	0.0381	0.9799	0.12 %	0 %	R = 2 A = 1.615 m/s ² D = 0.20654 mm	R = 2 A = 1.615 m/s ² D = 0.20654 mm
Totale					99.88 %	99.97 %		

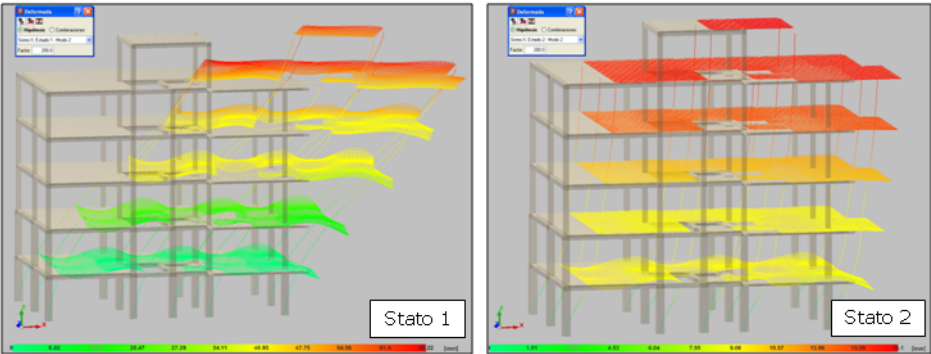
Tabella dei coefficienti di partecipazione per lo stato 2.

Fig. 14.17. Tabella dei coefficienti di partecipazione per lo stato 2.



Rappresentazione grafica degli intervalli dei periodi in funzione dello stato. Sovrapposizione degli stati.
(Per l'ipotesi SISMA X)

Fig. 14.18. Rappresentazione grafica degli intervalli dei periodi modali in funzione dello stato. Sovrapposizione degli stati.



Deformata associata al modo che eccita un maggior quantitativo di massa in direzione X per ogni stato.

Fig. 14.19. Deformata associata al modo che eccita un maggior quantitativo di massa in direzione X per ogni stato (per l'ipotesi SISMA X).

Nella relazione “Azioni interne e armature di pilastri, pareti di taglio e muri” si illustrano le azioni interne in base al modo e allo stato per ogni ipotesi sismica.

Azioni interne e armature di pilastri, pareti di taglio e muri

Soft-storey

1.- SOMMATORIA DELLE AZIONI INTERNE DI PILASTRI, PARETI DI TAGLIO E MURI DA IPOTESI E PER PIANO

Si tengono in considerazione solo le azioni interne di pilastri, muri e pareti di taglio, per cui se il progetto contiene travi con vincolo esterno, travi inclinate, diagonali o strutture 3D integrate, le azioni interne di tali elementi si mostrano nella relazione seguente.

• Questa relazione è utile per conoscere i carichi agenti al di sopra della quota della base degli elementi di sostegno su un piano, per cui, per casi quali pilastri appoggiati in trazione, le azioni interne di tali pilastri saranno influenzate non solo dai carichi agenti dall'alto, ma anche dai carichi provenienti dai piani inferiori.

1.1.- Riassunto

		Valori riferiti all'origine (X=0.00, Y=0.00)						
Piano	Quota (m)	Ipotesi	N (kN)	Mx (kN-m)	My (kN-m)	Qx (kN)	Qy (kN)	T (kN-m)
Copertura	15.00	Peso proprio	211.6	2063.1	698.3	0.0	-0.0	-0.0
		Carichi permanenti portati	25.2	245.3	83.0	0.0	-0.0	-0.0
		Carico di esercizio	25.2	245.3	83.0	0.0	-0.0	-0.0
		Sisma X Stato 1 - Modo 1	0.0	0.0	-2.5	0.0	-0.8	-8.1
		Sisma X Stato 1 - Modo 2	-0.0	94.2	2.8	31.4	0.9	-95.6
		Sisma X Stato 1 - Modo 3	-0.0	2.0	-0.4	0.7	-0.1	-2.4
		Sisma X Stato 1 - Modo 4	0.0	-0.4	7.2	-0.1	2.4	23.8
		Sisma X Stato 1 - Modo 5	0.0	-101.7	-7.2	-33.9	-2.4	89.8
		Sisma X Stato 1 - Modo 6	0.0	-0.6	0.1	-0.2	0.0	0.9
		Sisma X Stato 1 - Modo 7	0.0	0.0	0.4	0.0	0.1	1.1
		Sisma X Stato 1 - Modo 8	-0.0	101.8	-0.5	33.9	-0.2	-116.1
		Sisma X Stato 1 - Modo 9	-0.0	26.6	-26.0	8.9	-8.7	-109.3
		Sisma X Stato 1 - Modo 10	0.0	18.7	30.1	6.2	10.0	77.9
		Sisma X Stato 1 - Modo 11	0.0	-16.6	4.9	-5.5	1.6	45.0
		Sisma X Stato 1 - Modo 12	-0.0	-0.1	-0.5	-0.0	-0.2	-17.1
		Sisma X Stato 2 - Modo 1	-0.0	0.0	0.2	0.0	0.1	0.5
		Sisma X Stato 2 - Modo 2	-0.0	10.3	-0.6	3.4	-0.2	-14.1
Ipotesi: Sisma X		Sisma X Stato 2 - Modo 3	-0.0	0.4	-0.5	0.1	-0.2	-1.7
		Sisma X Stato 2 - Modo 4	0.0	-0.0	-0.1	-0.0	-0.0	-0.4
		Sisma X Stato 2 - Modo 5	0.0	-3.3	0.3	-1.1	0.1	4.8
		Sisma X Stato 2 - Modo 6	-0.0	-0.1	0.2	-0.0	0.1	0.7
		Sisma X Stato 2 - Modo 7	-0.0	0.0	0.1	0.0	0.0	0.4
		Sisma X Stato 2 - Modo 8	0.0	-2.2	0.2	-0.7	0.1	3.1
		Sisma X Stato 2 - Modo 9	-0.0	-0.0	-0.2	-0.0	-0.1	-0.5
		Sisma X Stato 2 - Modo 10	0.0	-0.2	0.5	-0.1	0.2	1.9
		Sisma X Stato 2 - Modo 11	0.0	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0
		Sisma X Stato 2 - Modo 12	0.0	-1.7	-0.0	-0.6	-0.0	1.9
		Sisma Y Stato 1 - Modo 1	0.0	0.9	-91.8	0.3	-30.6	-300.4
		Sisma Y Stato 1 - Modo 2	-0.0	2.8	0.1	0.9	0.0	-2.8
Ipotesi: Sisma Y		Sisma Y Stato 1 - Modo 3	-0.0	4.5	-0.9	1.5	-0.3	-5.3
		Sisma Y Stato 1 - Modo 4	0.0	-5.8	102.2	-1.9	34.1	338.6
		Sisma Y Stato 1 - Modo 5	0.0	-7.3	-0.5	-2.4	-0.2	6.4
		Sisma Y Stato 1 - Modo 6	0.0	-2.0	0.5	-0.7	0.2	3.0
		Sisma Y Stato 1 - Modo 7	0.0	3.1	105.9	1.0	35.3	339.8
		Sisma Y Stato 1 - Modo 8	-0.0	2.4	-0.0	0.8	-0.0	-2.8

Fig. 14.20. Azioni interne e armature di pilastri, pareti di taglio e muri

Nelle relazioni inerenti alla verifica degli elementi si può osservare che, per il calcolo degli stessi, sono state considerate le combinazioni delle azioni statiche e le azioni dinamiche sia dell'uno che dell'altro stato. Così facendo, sono state tenute in considerazione varie ipotesi di comportamento sismico, assumendo, tra tutte, quella più gravosa per la progettazione dell'elemento. Nel seguito, ad esempio, si mostra la verifica relativa alla “Rottura nei confronti del taglio (combinazioni sismiche)” per il medesimo pilastro nel tratto solaio 4 – copertura e in quello fondazione – solaio 1; si nota come la situazione più gravosa nel primo caso si verifichi per lo stato 1, mentre nel secondo caso per lo stato 2.

Verifiche del pilastro P9 nel tratto "Solaio 4"

Visualizzare la relazione completa

Stato	Verifica
✓ Verifica	Disposizioni relative alle armature (EHE-08, Articoli 42.3.54 e 68.4.1.1)
✓ Verifica	Armatura minima e massima (EHE-08, Articolo 42.3)
✓ Verifica	Stato limite di rottura nei confronti del taglio (combinazioni non sismiche) (EHE-08, Articolo 44)
✓ Verifica	Stato limite di rottura nei confronti del taglio (combinazioni sismiche) (EHE-08, Articolo 44)
✓ Verifica	Stato limite di rottura nei confronti di sollecitazioni normali (combinazioni non sismiche) (EHE-08, Articolo 42)
✓ Verifica	Stato limite di rottura nei confronti di sollecitazioni normali (combinazioni sismiche) (EHE-08, Articolo 42)

Si deve soddisfare:

Tratto: solaio 4 - copertura

Stato 1

Stato 2

Tratto: fondazione - solaio 1

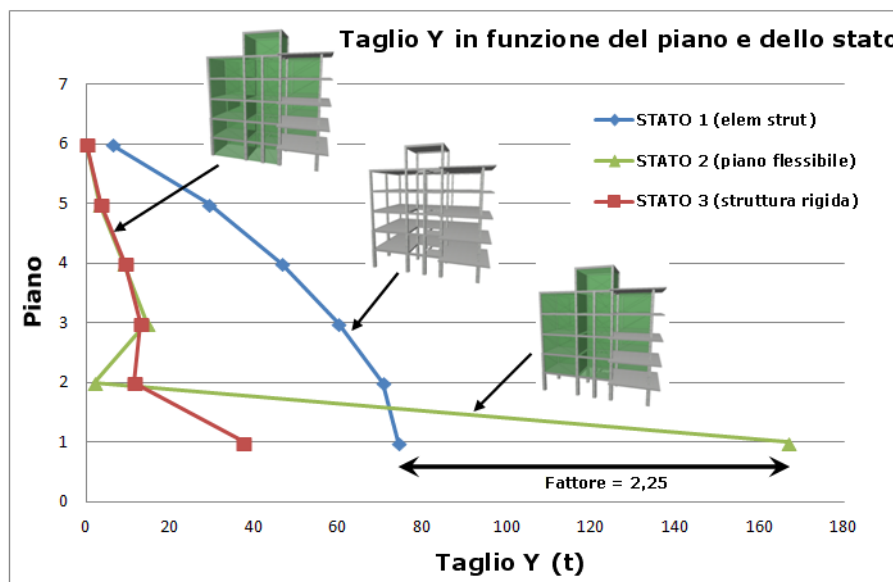
Stato 1

Stato 2

Fig. 14.21. Verifica “Rottura nei confronti del taglio (combinazioni sismiche)” per il pilastro P9

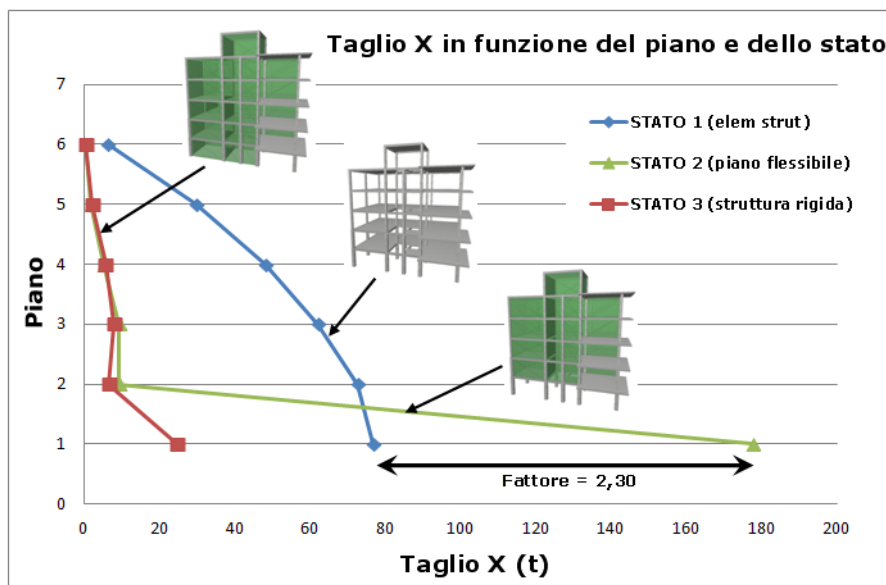
Infine, si paragona il taglio totale a livello del piano in ogni direzione di analisi che comporta l'ipotesi sismica per ciascun stato di rigidità considerato. La considerazione dell'effetto o interazione degli elementi non strutturali consente di tenere automaticamente in considerazione nel calcolo l'irregolarità in termini di rigidità in elevazione. Nel momento in cui tra i vari piani di un edificio vi sia una distribuzione non uniforme delle rigidità associate alle chiusure verticali, le forze orizzontali incidono maggiormente sui pilastri appartenenti ai piani dotati di minor rigidità, dando luogo a tagli di elevata intensità nei pilastri. Se questi non fossero progettati adeguatamente, tali azioni interne potrebbero provocare una rottura fragile, il che metterebbe in serio pericolo la stabilità globale dell'intero edificio e ne provocherebbe il collasso.

Nell'esempio in questione si tratta il caso del piano terra come piano non compartimentato (piano meno rigido). Nel seguente diagramma, si mostra il paragone esistente tra il taglio totale a livello dei vari piani provocato dall'ipotesi sismica per ogni stato di rigidità considerato. Per il caso in cui si considera l'irregolarità in termini di rigidità, si considera, si verifica che le azioni interne al piano terra sono molto maggiori (dell'ordine di due/tre volte) di quelle ottenute se non si considerasse tale irregolarità. Pertanto, i risultati di calcolo generati prima di applicare questo nuovo metodo (si forniva solamente lo stato 1) non risultavano a favore di sicurezza, dato che si consideravano le azioni interne nei succitati piani inferiori a quelle che si potevano realmente ottenere nello stesso.



Taglio Y totale in funzione del piano e dello stato. (Combinazione modale = CQC; Combinazione di direzioni = SRSS)

Fig. 14.22. Taglio X totale in funzione del piano e dello stato (Combinazione modale = CQC; Combinazione di direzioni = SRSS)

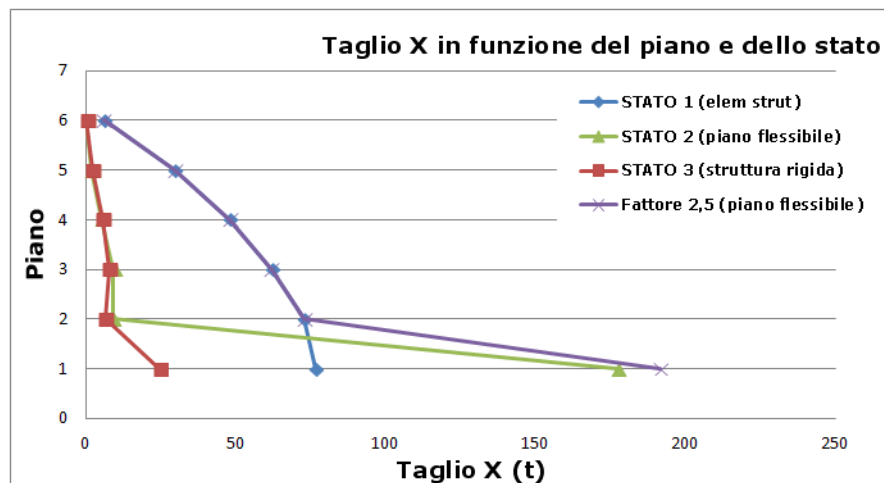


Taglio X totale in funzione del piano e dello stato. (Combinazione modale = CQC; Combinazione di direzioni = SRSS)

Fig. 14.23. Taglio Y totale in funzione del piano e dello stato (Combinazione modale = CQC, Combinazione di direzioni = SRSS)

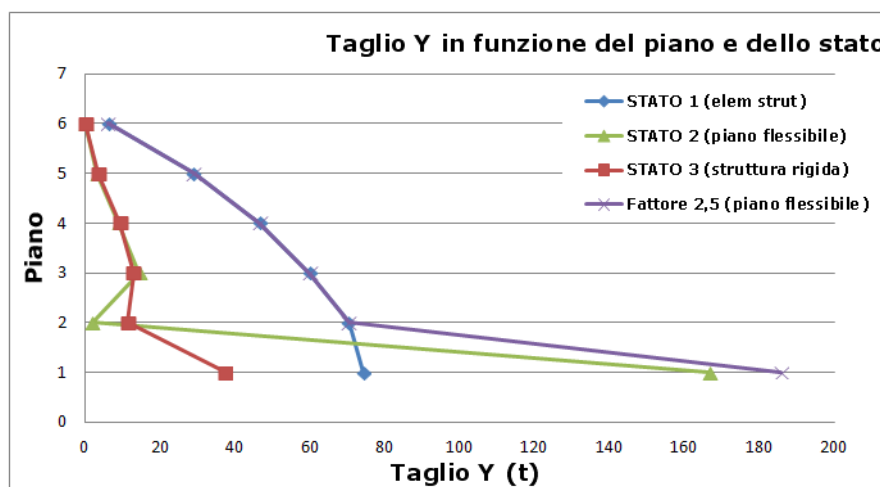
Questo effetto sfavorevole non si teneva in considerazione nel calcolo fino ad ora; molte normative offrono la possibilità di simularlo amplificando le azioni interne del piano considerato soft-storey secondo un determinato fattore. I tagli e i momenti risultanti dall'analisi della struttura considerando unicamente gli elementi strutturali si amplificano secondo un fattore che varia in funzione della normativa sismica considerata. Il miglioramento apportato dal nuovo metodo consiste nel fatto che il calcolo stesso indica direttamente quale piano è il soft-storey, evitando quindi che sia il progettista a stabilirlo. Inoltre, il fattore di amplificazione delle azioni interne non viene definito dal progettista, ma viene

fornito dal calcolo stesso. Come si può osservare nell'esempio, il fattore ottenuto dal calcolo per l'ipotesi SISMA X è pari a 2.3, mentre per l'ipotesi SISMA Y è pari a 2.25. Tali valori sono contenuti all'interno del range di valori stabiliti dalla normativa per amplificare il taglio a causa dell'effetto "soft-storey", che oscilla tra 1.5 e 2.5. Pertanto, il calcolo stesso, dal momento che contempla l'irregolarità in termini di rigidità, fornisce in output azioni interne maggiori in corrispondenza del piano meno rigido, senza la necessità di considerare l'effetto in maniera indiretta, amplificando alcune azioni interne a posteriori.



Taglio X totale in funzione del piano, degli stati e assumendo un fattore pari a amplificazione pari a 2,5 per le azioni interne al piano terra (Combinazione modale = CQC; Combinazione di direzioni = SRSS)

Fig. 14.24. Taglio X totale in funzione del piano e degli stati, e considerando un fattore di amplificazione pari a 2.5 per le azioni interne al piano terra (Combinazione modale = CQC; Combinazione di direzioni = SRSS)



Taglio Y totale in funzione del piano, degli stati e assumendo un fattore pari a amplificazione pari a 2,5 per le azioni interne al piano terra (Combinazione modale = CQC; Combinazione di direzioni = SRSS)

Fig. 14.25. Taglio Y totale in funzione del piano e degli stati, e considerando un fattore di amplificazione pari a 2.5 per le azioni interne al piano terra (Combinazione modale = CQC; Combinazione di direzioni = SRSS)