



**Finanziato  
dall'Unione europea**  
NextGenerationEU

Lavori: **PIANO NAZIONALE DI RIPRESA E RESILIENZA (PNRR)**  
MISSIONE 5 COMPONENTE 2 INVESTIMENTO / SUB INVESTIMENTO 2.1 "RIGENERAZIONE URBANA"  
**Realizzazione struttura di copertura aree sportive presso la Scuola G. Ghirotti**

CUP: J73B18000710004

Località: VOLPIANO (To)

Via: Carlo Alberto dalla Chiesa

Proprietà: Amministrazione Comunale

Committente: arch. Monica VERONESE, in qualità di RUP

Progettista: ing. Finazzi Marco

Livello: **DEFINITIVO/ ESECUTIVO**

Revisione: **02**

Data di emissione: 27.04.2023

## 3.2

# **CALCOLI ESECUTIVI: opere di fondazione in CA**

Il RUP,  
arch. VERONESE Monica

Il progettista,  
ing. FINAZZI Marco

*documento firmato digitalmente  
ai sensi del D. Lgs. 82/2005 s.m.i. e norme collegate*

- 0. Nota alla revisione**
- 1. Premessa**
- 2. Descrizione dell'opera**
  - 2.1 Progetto
  - 2.2 Caratteristiche del sito
  - 2.3 Prestazioni attese
  - 2.4 Soggetti coinvolti
- 3. Criteri di verifica**
- 4. Normativa di riferimento**
  - 4.1 Normativa nazionale
  - 4.2 Eurocodici
  - 4.3 Altre norme
  - 4.4 Letteratura
- 5. Materiali utilizzati**
- 6. Caratteristiche dell'analisi e del codice di calcolo**
  - 6.1 Analisi svolta
  - 6.2 Origine e Caratteristiche del Codice di Calcolo
  - 6.3 Caratteristiche dell'Elaboratore
  - 6.4 Descrizione del Metodo di Calcolo
    - 6.4.1 muri*
    - 6.4.2 travi di fondaizione*
    - 6.4.3 plinti isolati*
    - 6.4.4 Platee*
    - 6.4.5 Pali*
    - 6.4.6 ulteriori supporti al calcolo*
- 7. Calcolo strutturale: azioni e sollecitazioni**
  - 7.1 Cordoli laterali
  - 7.2 Cordoli di testata
- 8. Calcolo strutturale: armatura e verifica dei criteri costruttivi**
  - 8.1 Cordoli laterali
  - 8.2 Cordoli di testata
- 9. Calcolo geotecnico: verifica di capacità portante**
  - 9.1 Metodo
  - 9.2 Verifica di capacità della struttura
- 10. Calcolo geotecnico: verifica dei cedimenti**
  - 10.1 Metodo
  - 10.2 Cedimenti struttura
  - 10.3 Piano di monitoraggio
- 11. Considerazioni sul metodo e sui risultati**
- 12. Validazione dello strumento di calcolo**
  - 12.1 Test di verifica condotti dal produttore
  - 12.2 accettabilità dei risultati
    - confronto con semplici calcoli di massima eseguiti con metodi tradizionali
  - 12.3 validazione indipendente del codice
    - esecuzione dei medesimi calcoli con altro codice di calcolo

# **0.** **NOTA ALLA REVISIONE**

01	12.04.2023	Prima emissione per verifica con UTC
02	27.04.2023	Seconda emissione a seguito istruttoria UTC
03		
04		

# **1.**

## **PREMESSA**

Il presente elaborato costituisce la relazione di calcolo strutturale, comprensiva di una descrizione generale dell'opera e dei criteri generali di analisi e verifica, in accordo con le prescrizioni contenute nel paragrafo 10.1 del Decreto Ministeriale del 17 gennaio 2018 "Norme Tecniche per le Costruzioni". Relativamente al progetto in oggetto il documento descrive in particolare le modalità operative di applicazione della normativa vigente.

Le fasi di progetto, analisi, calcolo e verifica sono state svolte a "regola d'arte" dal progettista, secondo i dettami della scienza e tecnica delle costruzioni.

Per verificare gli elementi strutturali e le sezioni sollecitate dalle azioni di modello, ed al fine di garantire la sicurezza della costruzione, è stato utilizzato il metodo agli stati limite, rispettando le prescrizioni previste dalle normative di riferimento elencate nel documento.

Si riporta di seguito in proposito l'insieme delle verifiche strutturali e geotecniche, atte a garantire la resistenza ed il comportamento del sistema fondale sia in condizioni di esercizio che sotto l'azione di eventi di carico straordinari, sia in termini di struttura (STR) che di interazione col terreno (GEO).

Secondo le indicazioni delle Norme Tecniche per le Costruzioni 2018, la relazione di calcolo riporta infine una sezione relativa alle analisi svolte con l'ausilio di codici di calcolo automatico, al fine di facilitare l'interpretazione e la verifica dei calcoli svolti e di consentire elaborazioni indipendenti da parte di soggetti diversi dal redattore del documento.

## **2.**

# **DESCRIZIONE DELL'OPERA**

## 2.1 Progetto

Il progetto prevede la realizzazione di una copertura a servizio di una piastra sportiva esistente (attualmente dedicata alla rotellistica) collocata nell'area verde della scuola Ghirotti, tra la via C. A. dalla Chiesa e la SP39 nel comune di Volpiano (To) e costituita da portali in legno lamellare con sovrastante pannello di copertura in lamiera grecata, per un'area coperta complessiva di circa 440 mq.

Per quanto concerne le strutture di fondazione (attraverso le quali i carichi provenienti dalla struttura saranno trasmessi al terreno fondale) saranno del tipo a trave continua (rovescia) in c.a. gettate in opera e connesse fra loro su tutto il perimetro.

La copertura sarà realizzata con travi "boomerang" in legno lamellare di sezione variabile poggianti su pilastri trapezoidali, puntoni longitudinali in legno lamellare rettilineo a sezione rettangolare costante, tiranti in tondo di acciaio a tensione regolabile tramite apposita macchinetta a doppio filetto metrico.

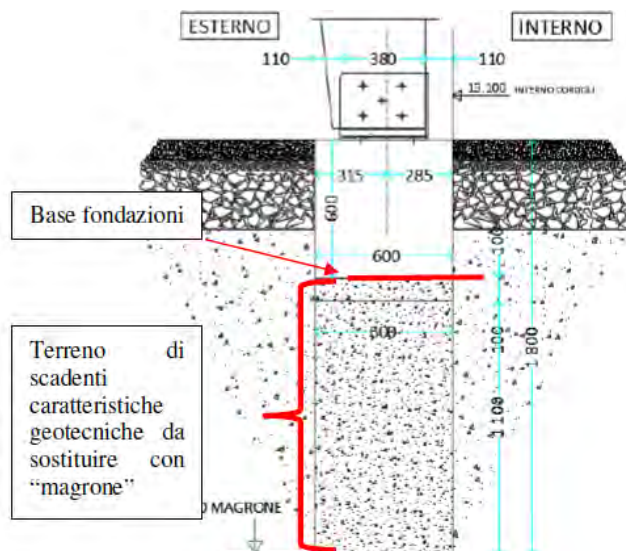
La giunzione di tutti gli elementi lignei ed il loro fissaggio al cordolo perimetrale sarà effettuato con appositi pezzi di carpenteria in ferro zincato.

Lo schema statico principale è quello portale a 2 cerniere.

Le fondazioni saranno del tipo superficiale, secondo lo schema del cordolo perimetrale continuo di sezione rettangolare e l'interazione col terreno è schematizzata a mezzo di molle elastiche lineari indipendenti (terreno alla Winkler):



Secondo le indicazioni del geologo dr. Canepa, sotto i cordoli laterali della struttura verrà eseguita un'opera di bonifica geotecnica, rimuovendo il terreno naturale sino ad una profondità di 180cm dal p.c. e sostituendolo con del magro di calcestruzzo, secondo il seguente schema:



## 2.2 Caratteristiche del sito

Comune: Volpiano  
 Provincia: Torino  
 Altitudine: 233mt s.l.m.

La nuova copertura sportiva verrà realizzata ex novo al disopra della piastra esistente in calcestruzzo armato, tagliando il manufatto esistente in sagoma ed effettuando il successivo scavo in trincea.



## 2.3 Prestazioni attese

La struttura oggetto dell'analisi prevede un normale affollamento (limitato a 100 presenze contemporanee ai sensi dell'art. 20 del D.M.I. 18.03.1996 e del punto 3.2 del D.M.I 09 marzo 2007), non possiede caratteristiche di pericolosità per l'ambiente o funzioni pubbliche e sociali essenziali.

Per la stessa si stima pertanto (in accordo con il committente ed il progettista architettonico) una vita utile di 50 anni.

Poiché la copertura è collocata in un contesto scolastico, si sceglie di inquadrarlo in classe III.

## 2.4 Soggetti coinvolti

Proprietà:

comune di Volpiano  
piazza Vittorio Emanuele II 12, Volpiano (To)  
legale rappresentante, il sindaco ing Giovanni PANICHELLI

Committente:

arch. Monica VERONESE  
in qualità di RUP per conto del comune di Volpiano (To)

Progettista architettonico:

dr. ing. Finazzi Marco  
via Isonzo 11, Palazzolo sull'Oglio (Bs)  
ordine degli ingegneri della provincia di Brescia nr. 3.508

Progettista strutture in legno lamellare:

dr. ing. Finazzi Marco  
via Isonzo 11, Palazzolo sull'Oglio (Bs)  
ordine degli ingegneri della provincia di Brescia nr. 3.508

Direttore dei lavori strutturali:

da nominare a cura della Stazione Appaltante

Produzione struttura in legno lamellare:

da individuare a cura dell'affidataria

Produzione parti in carpenteria metallica:

da individuare a cura dell'affidataria

Produzione copertura metallica:

da individuare a cura dell'affidataria

Montaggio struttura in legno lamellare:

da individuare a cura dell'affidataria

Direttore dei lavori strutturali:

da nominare a cura della Stazione Appaltante

### **3.**

## **CRITERI DI VERIFICA**

Le fasi di progetto, analisi, calcolo e verifica sono state svolte dal progettista seguendo i dettami della scienza e tecnica delle costruzioni, eseguendo le attività di progetto a “regola d’arte” e nel rispetto della normativa vigente.

Per garantire la **funzionalità della struttura in elevazione**, il sistema di fondazioni deve soddisfare precisi **requisiti in relazione agli stati limite** che si possono verificare durante la vita nominale di progetto dell'opera. Lo stato limite è quella condizione superata la quale il sistema non è più in grado di garantire le prestazioni per cui è stato progettato.

In particolare le fondazioni devono garantire:

– **Sicurezza nei confronti di stati limite ultimi (SLU)**

Gli stati limite ultimi delle fondazioni superficiali si riferiscono sia allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla rottura del terreno (carico limite dell'insieme fondazione – terreno) che al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa. La prima condizione implica il soddisfacimento delle **verifiche di capacità portante del terreno (GEO)** di fondazione, la seconda il progetto e la verifica delle armature (STR).

– **Sicurezza nei confronti di stati limite di esercizio (SLE)**

La fondazione non deve indurre nel terreno spostamenti e deformazioni tali da compromettere la stabilità e la funzionalità della sovrastruttura. Si tratta di determinare i **cedimenti attesi nel terreno di fondazione (GEO)** e valutarne la compatibilità con l'opera sovrastante. Si tenga presente che le verifiche agli stati limite di esercizio possono risultare più restrittive di quelle agli stati limite ultimi risultando quindi dimensionanti dell'opera stessa di fondazione.

## **4.**

# **NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

I calcoli della presente relazione fanno riferimento alla normativa vigente ed in particolare:

#### 4.1 Normativa nazionale

*Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018*

“Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni 2008”, pubblicato sul S.O. alla G.U. n° 42 del 20 febbraio 2018.

*Circolare 12 gennaio 2019, n. 7*

“Circolare applicativa delle NTC 2018 - Istruzioni per l'applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.”

*Decreto Ministeriale 16 gennaio 1996.*

“Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche. (G.U. 5-2-1996, N. 29)”

*Circolare 10 aprile 1997, n. 65/AA.GG.*

“Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche" di cui al decreto ministeriale 16 gennaio 1996”

*Decreto Ministeriale 16 Gennaio 1996*

“Carichi e sovraccarichi - Norme tecniche relative ai “Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni, e dei carichi e sovraccarichi”. (G.U. 5-2-1996, N. 29)”

*Circolare 4 luglio 1996, n. 156 AA.GG./STC.*

“Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi" di cui al decreto ministeriale 16 gennaio 1996. (G.U. 16-9-1996, n. 217 - supplemento)”

*Decreto Ministeriale 9 Gennaio 1996*

“Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche. (Da utilizzarsi nel calcolo col metodo degli stati limite) (G.U. 5-2-1996, N. 29)”

*Circolare 15 ottobre 1996, n. 252 AA.GG./S.T.C.*

“Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche" di cui al decreto ministeriale 9 gennaio 1996. (G.U. 26-11-1996, n. 277 - suppl.)”

*Decreto Ministeriale 20 novembre 1987*

“Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento. (Suppl. Ord. alla G.U. 5-12-1987, n. 285)”

*Decreto Ministeriale dell'11-3-1988*

“Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii e delle opere di fondazione”

*Decreto Ministeriale del 14-2-1992 \**

“Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche”. (G.U. 18-3-1992, N. 65)

## 4.2 Eurocodici

*UNI EN 1993-1-1: 2005*

*“Eurocodice 3, parte 1-1 - Progettazione delle strutture di acciaio. Regole generali e regole per gli edifici”.*

*UNI EN 1993-1-2: 2005*

*“Eurocodice 3, parte 1-2 - Progettazione delle strutture di acciaio. Regole generali. Progettazione della resistenza all'incendio”.*

*UNI EN 1993-1-3: 2007*

*“Eurocodice 3, parte 1-3 - Progettazione delle strutture di acciaio. Regole generali. Regole supplementari per l'impiego dei profilati e delle lamiere sottili piegati a freddo”.*

*UNI ENV 1993-1-4: 2007*

*“Eurocodice 3, parte 1-4 - Progettazione delle strutture di acciaio. Regole generali. Criteri supplementari per acciai inossidabili”.*

## 4.3 Altre norme

Ai sensi del cap. 12 del DM 14.01.2018, per quanto non diversamente specificato nel DM, si intendono coerenti con i principi alla base dello stesso, le indicazioni riportate nei seguenti documenti:

- Eurocodici strutturali pubblicati dal CEN, con le precisazioni riportate nelle Appendici Nazionali o, in mancanza di esse, nella forma internazionale EN; - Norme UNI EN armonizzate i cui riferimenti siano pubblicati su Gazzetta Ufficiale dell'Unione Europea;
- Norme per prove, materiali e prodotti pubblicate da UNI.

Inoltre, in mancanza di specifiche indicazioni, a integrazione delle presenti norme e per quanto con esse non in contrasto, possono essere utilizzati i documenti di seguito indicati che costituiscono riferimenti di comprovata validità:

- Istruzioni del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici;
- Linee Guida del Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici;
- Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale e successive modificazioni del Ministero per i Beni e le Attività Culturali, come licenziate dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici e ss. mm. ii.;
- Istruzioni e documenti tecnici del Consiglio Nazionale delle Ricerche (C.N.R.).

Possono essere utilizzati anche altri codici internazionali, purché sia dimostrato che garantiscano livelli di sicurezza non inferiori a quelli delle presenti Norme tecniche.

In particolare, per il calcolo delle strutture in legno, si è impiegato il:

*Documento tecnico CNR-DT206/2007*

Istruzioni per la progettazione, l'esecuzione ed il controllo delle strutture in legno.

*Documento tecnico CNR-DT207/2008*

Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni

## 4.4 Letteratura

Nella trattazione geotecnica, si fa riferimento alle linee guida A.G.I.:

- Aspetti Geotecnici della Progettazione in Zona Sismica, 2005
- Raccomandazioni sulla Programmazione ed Esecuzione delle Indagini Geotecniche, 1977

ed ai testi fondamentali sull'argomento, in particolare:

- Carlo Cestelli Guidi, Geotecnica e tecnica delle fondazioni
- Lancellotta & Calavera, Geotecnica
- Atkinson, Geotecnica
- Lambe e Whitman, Meccanica dei terreni
- Terzaghi e Peck, Geotecnica
- Viggiani, Fondazioni
- Bowles, Fondazioni
- Arnold Verruijt Soil Mechanics"

## **5. MATERIALI UTILIZZATI**



I materiali ed i prodotti ad uso strutturale, utilizzati nelle opere oggetto della presente relazione, rispondono ai requisiti indicati dal capitolo 11 del Decreto Ministeriale del 17 gennaio 2018 "Norme Tecniche per le Costruzioni".

Questi sono stati identificati univocamente dal produttore, qualificati sotto la sua responsabilità ed accettati dal direttore dei lavori mediante acquisizione e verifica della documentazione di qualificazione, nonché mediante eventuali prove sperimentali di accettazione. Sulla base delle verifiche effettuate in sito ed in conformità alle disposizioni normative vigenti si prevede per la realizzazione del progetto in analisi l'adozione dei materiali di seguito descritti:

<b>Calcestruzzo C25/30 per fondazioni</b>		
<i>parametro</i>	<i>simbolo</i>	<i>valore</i>
Resistenza caratteristica su provini cubici	$R_{ck}$	300,00 kg/cm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica su provini cilindrici	$f_{ck}$	249,00 kg/cm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo	$f_{cd}$	141,10 kg/cm <sup>2</sup>
Per compressione centrata	$f_{c1}$	112,88 kg/cm <sup>2</sup>
Resistenza massima a trazione	$f_{ctm}$	30,89 kg/cm <sup>2</sup>
Modulo elastico	$E_{cm}$	319.172,38 kg/cm <sup>2</sup>
Coefficiente di Poisson a compressione	$\nu$	0,20

<b>Acciaio da armatura tipo B450C</b>		
<i>parametro</i>	<i>simbolo</i>	<i>valore</i>
Tensione di rottura	$f_{tk}$	5.400,00 kg/cm <sup>2</sup>
Tensione di snervamento	$f_{yk}$	4.500,00 kg/cm <sup>2</sup>
ductilità	$(f_t/f_y)_k$	>1,15 & <1,35
Modulo elastico	$E_c$	2.060.000 kg/cm <sup>2</sup>
Allungamento a rottura	$(A_{gt})_k$	> 7,5%
Modulo elastico	$E_{cm}$	319.172,38 kg/cm <sup>2</sup>
Coefficiente di Poisson a compressione	$\nu$	30,89 kg/cm <sup>2</sup>

<b>Tipo di terreno</b>	<b>Descrizione litologica</b>	<b>Da</b> [m da p.c.]	<b>A</b> [m da p.c.]
A	Terreno di riporto in matrice sabbioso limosa	0,00	-0,90
B	Terreno autoctono costituito da limi sabbiosi scarsamente addensati	-0,90	-1,80
C	Terreno autoctono caratterizzato da ciottoli e ghiaia, moderatamente addensato	-1,80	-2,10

<b>Tipo di terreno</b>	<b>DR (%)</b>	<b><math>\Phi</math> (°)</b>	<b>E (kg/cm<sup>2</sup>)</b>	<b><math>\gamma</math> (kg/mc)</b>	<b>C<sub>u</sub> (kg/mq)</b>	<b><math>\gamma_{sat}</math> (kg/mc)</b>
A		27,4°	48,7	1.740	/	/
B		22,9°	36,1	1.550	/	/
C		31,4° <sup>1</sup>	66,4	1.930	/	/

<b>Tipo di terreno<sup>2</sup></b>	<b>NSPT</b> [colpi/30cm]	<b>cu</b> [kPa]	<b>Vs</b> [m/s]	<b>Categoria</b>
Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.			453	<b>B</b>

<sup>1</sup> I primi 2 strati verranno bypassati mediante trincea di bonifica in magro di calcestruzzo, pertanto nel calcolo dei cordoli laterali sono stati assunti, in via cautelativa, i parametri dello strato (3)

<sup>2</sup> <https://geoapp.geostru.eu/app/classificazione-suoli-ntc-2018/>

## **6.**

# **CARATTERISTICHE DELL'ANALISI E DEL CODICE DI CALCOLO**

L'analisi strutturale del progetto e le relative verifiche effettuate sono state condotte con l'ausilio di un codice di calcolo automatico. In conformità con quanto richiesto dalle NTC 2018 § 10.2 si riportano di seguito le caratteristiche riguardanti la tipologia di analisi svolta ed il codice di calcolo utilizzato.

## 6.1 Analisi svolta

Tipo di analisi svolta	Analisi dinamica modale
Metodo numerico adottato	Metodo di calcolo agli elementi finiti
Solutore ad elementi finiti adottato	Xfinest di Harpaceas
Metodo di verifica	Stati limite

## 6.2 Origine e Caratteristiche del Codice di Calcolo

Software	TRAVILOG TITANIUM 2021.23
Autore, produttore e distributore	Logical Soft s.r.l – via Garibaldi 253, 20033 Desio (MB)
Solutore ad elementi finiti adottato	Xfinest di Harpaceas

Il codice di TRAVILOG TITANIUM è stato sviluppato da Logical Soft s.r.l. in linguaggio Visual Studio e .Net Framework e non può essere modificato o manipolato dall'utente. In allegato alla relazione si accludono alcuni test effettuati al fine di certificare l'affidabilità del codice di calcolo relativamente ad alcuni semplici casi prova, riportando analisi teorica, soluzione fornita da TRAVILOG TITANIUM e da altro codice di calcolo di confronto. Il solutore a elementi finiti utilizzato dal programma è Xfinest 8.5, prodotto da Harpaceas s.r.l. la cui bontà è certificata direttamente da CEAS s.r.l..

La licenza di utilizzo del codice di calcolo è concessa da Logical Soft s.r.l a:

dr. ing. FINAZZI Marco, Codice Cliente: 26953

via Isonzo 15, 25036, Palazzolo sull'Oglio – Bs

Numero di serie: 4004 - Codice di abilitazione: 5YHQVM5CQF3H8UAXGKVGFBVQWBP3F42RJ

## 6.3 Caratteristiche dell'Elaboratore

Sistema Operativo

Nome: Microsoft Windows 11 Pro

Versione: 6.2.9200.0

RAM: 16157 MByte

Scheda grafica

Descrizione: Intel(R) UHD Graphics

Versione Driver: 30.0.101.1404

Modalità video: 1920 x 1080 x 4294967296 colori

Processore video: Intel(R) UHD Graphics Family

Accelerazione: sconosciuta

RAM: 1.024 MByte

Processore computer

Tipo CPU: Intel(R) Core(TM) i7-10510U CPU @ 1.80GHz Intel64 Family 6 Model 142 Stepping 12

Velocità CPU: 1803 MHz

(cfr. NTC2018 - § 10.2)

## 6.4 Descrizione del Metodo di Calcolo

In questo paragrafo si fornisce un inquadramento teorico relativo alle metodologie di calcolo ed all'impostazione generale impiegata nel software di calcolo ad elementi finiti TRAVILOG TITANIUM: la stratigrafia del terreno viene implementata direttamente nel modello tridimensionale e le azioni della sovrastruttura vengono automaticamente attribuite al sistema fondale, il quale può essere poi verificato nel dettaglio utilizzato la sezione "ELEMENTS" del codice di calcolo.

### 6.4.1 Muri

Le terre, quando devono essere sostenute da un muro, se l'angolo di inclinazione è maggiore dell'angolo di attrito  $\phi$ , esercitano sul muro una spinta che varia in funzione di numerosi fattori, ed è di difficile determinazione.

Un primo metodo per stimare le pressioni esercitate sui muri di sostegno è stato formulato da Coulomb, semplificando il problema mediante opportune ipotesi:

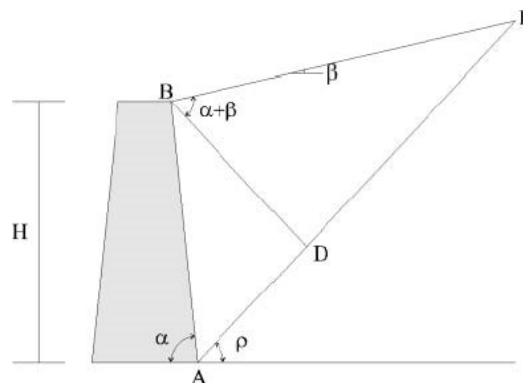
- Terreno isotropo, omogeneo.
- La superficie di rottura del terreno è piana.
- Il terrapieno ha superficie piana, eventualmente inclinata, ma non irregolare.
- La resistenza per attrito si distribuisce uniformemente lungo la superficie di rottura.
- Il cuneo di rottura si comporta come un corpo rigido soggetto solo a traslazione.
- La rottura avviene in condizioni di deformazione piana.
- Si considera un muro infinitamente lungo, di cui si analizza una porzione unitaria.
- Il coefficiente di attrito  $f$  tra terreno e terreno vale  $\phi = \tan \phi$
- Esiste attrito tra muro e terreno; l'angolo di attrito muro/terreno viene indicato con  $\delta$

#### 6.4.1.a Spinta del terreno

Il peso del cuneo di terra ABE di fig. 1 è il seguente:

$$W = \frac{\gamma H^2}{2 \sin^2(\alpha)} \left[ \frac{\sin(\alpha + \rho) \sin(\alpha + \beta)}{\sin(\rho - \beta)} \right]$$

La forza attiva  $P_a$  è una componente del vettore peso, funzione degli angoli indicati.



1. Cuneo di rottura per la determinazione della spinta

Si ottiene:

$$P_a = \frac{W \sin(\rho - \phi)}{\sin(\pi - \alpha + \phi + \delta)}$$

L'espressione della spinta è funzione dell'angolo  $\rho$ : per trovare per quale angolo  $\rho$  si ottiene la massima spinta basta trovare quel valore che annulla la derivata prima, con la condizione che la derivata seconda sia negativa; si ottiene:

$$P_a = \frac{\gamma H^2}{2} \frac{\sin^2(\alpha + \phi)}{\sin^2(\alpha) \sin(\alpha - \delta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta)}{\sin(\alpha - \delta) \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

Introducendo il coefficiente di spinta attiva Ka si può scrivere:

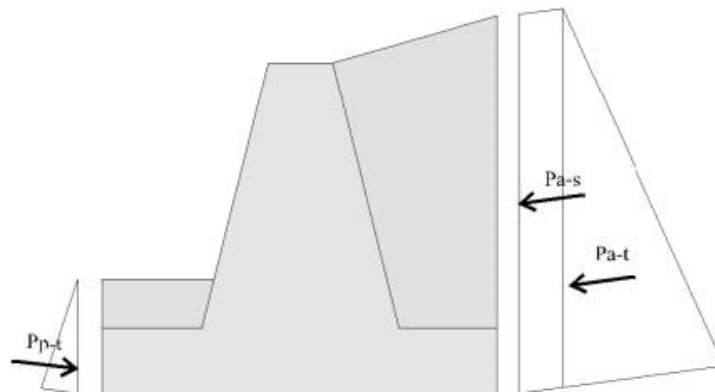
$$K_a = \frac{\sin^2(\alpha + \phi)}{\sin^2(\alpha) \sin(\alpha - \delta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta)}{\sin(\alpha - \delta) \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

$$P_a = \frac{\gamma H^2}{2} K_a$$

Analogo ragionamento si può condurre per il calcolo della spinta passiva, in cui H adesso indica l'altezza del terreno a valle del muro; si ottiene la seguente espressione:

$$K_p = \frac{\sin^2(\alpha - \phi)}{\sin^2(\alpha) \sin(\alpha + \delta) \left[ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi + \beta)}{\sin(\alpha + \delta) \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

$$P_p = \frac{\gamma H^2}{2} K_p$$



2. Spinta attiva e passiva terreno; spinta sovraccarico.

In figura 2 è indicata la spinta attiva del terreno (Pa-t), il cui diagramma è triangolare; la spinta attiva dovuta alla presenza del sovraccarico (Pa-s), il cui diagramma è rettangolare; la spinta passiva dell'eventuale terreno posto all'esterno del muro, il cui diagramma è triangolare.

#### 6.4.1.b Spinta del sisma

Osservazioni e sperimentazioni su modelli hanno indicato che la spinta agente su un muro di sostegno viene notevolmente amplificata da eventi sismici.

Il programma tiene in conto nelle sue elaborazioni la presenza di una spinta dovuta ad un eventuale sisma che viene determinata mediante la seguente espressione:

$$S = \frac{1}{2} \cdot \gamma' \cdot (1 \pm kv) \cdot H^2 \cdot K \quad (\text{O.P.C.M. 3274 -§ 4.4.3})$$

I coefficienti di spinta sismica sono calcolati mediante il Metodo di Mononobe – Okabe in rispetto della normativa vigente:

$$K_a = \frac{\cos^2(\varphi - \beta)}{\cos^2(\beta) \cdot \cos(\beta + \delta) \left[ 1 + \frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \omega)}{\cos(\delta + \beta) \cdot \cos(\beta - \omega)} \right]^2}$$

$$K = \frac{\sin^2(\psi + \phi' - \theta)}{\cos \theta \sin^2 \psi \sin(\psi - \theta - \delta) \left[ 1 + \frac{\sin(\phi' + \delta) \sin(\phi' - \beta - \theta)}{\sin(\psi - \theta - \delta) \sin(\psi + \beta)} \right]^2} \quad \text{per } \beta \leq \phi' - \theta$$

$$K = \frac{\sin^2(\psi + \phi' - \theta)}{\cos \theta \sin^2 \psi \sin(\psi - \theta - \delta)} \quad \text{per } \beta > \phi' - \theta$$

Con:  $\tan \theta = \frac{k_h}{1 \pm k_v}$

Coefficiente sismico orizzontale:  $k_h = \beta_m a_g \frac{S}{r} = \beta_m \frac{a_{max}}{r}$

Coefficiente sismico verticale:  $k_v = 0,5k_h$

Coefficiente di riduzione dell'accel. massima attesa al sito (NTC08 – Tab.7.11.II):  $\beta_m$

$r=1$  per opere non flessibili

#### 6.4.1.c Spinta idrostatica

La presenza di una falda provoca l'instaurarsi di una spinta idrostatica che si somma alla spinta del terreno. Tale spinta viene calcolata con la seguente formula:

$$S_a = \frac{1}{2} \gamma_a H_a^2$$

essendo:

$\gamma_a$  = peso specifico dell'acqua

$H_a$  = altezza della falda rispetto al muro

Tale spinta viene applicata ad 1/3 dell'altezza della falda.

Si tenga presente che il livello di falda deve coincidere con il livello di un terreno. Nel caso ciò non avvenga, si consiglia di creare 2 strati caratterizzati dallo stesso terreno e separati alla quota di livello della falda.

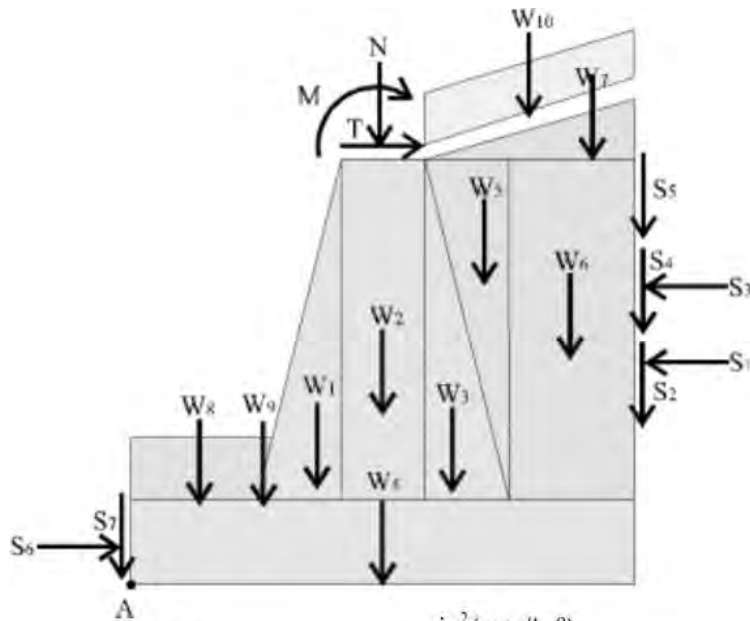
#### 6.4.1.d Verifiche

Per un muro di sostegno si conducono le verifiche di ribaltamento, scivolamento e portanza mediante gli Approcci 1 e 2 previsti dalla Normativa.

#### VERIFICA A RIBALTAMENTO

La prima verifica da effettuare è quella alla rotazione (o **ribaltamento**).

Le forze che entrano in gioco, concorrenti al momento ribaltante ed al momento stabilizzante, sono indicate in figura 3.



$$K = \frac{\sin^2(\psi + \phi' - \theta)}{\cos \theta \sin^2 \psi \sin(\psi - \theta - \delta) \left[ 1 + \frac{\sin(\phi' + \delta) \sin(\phi' - \beta - \theta)}{\sin(\psi - \theta - \delta) \sin(\psi + \beta)} \right]^2} \quad \text{per } \beta \leq \phi' - \theta$$

$$K = \frac{\sin^2(\psi + \phi' - \theta)}{\cos \theta \sin^2 \psi \sin(\psi - \theta - \delta)} \quad \text{per } \beta > \phi' - \theta$$

Le forze indicate in figura 2 sono:

- $W_1 \dots W_4$ : peso del muro, scomposto in rettangoli e triangoli;
- $W_5 \dots W_7$ : peso del terreno spingente sulla fondazione interna;
- $W_8, W_9$ : peso del terreno sopra la fondazione esterna;
- $W_{10}$ : peso del sovraccarico sul terreno interno;
- $M, T, N$ : momento flettente, taglio e azione assiale in testa al muro;
- $S_1, S_2$ : componente orizzontale e verticale della spinta attiva del terreno;
- $S_3, S_4$ : componente orizzontale e verticale della spinta del sovraccarico;
- $S_5$ : attrito terreno/terreno;
- $S_6, S_7$ : componente orizzontale e verticale della spinta passiva.

La verifica a ribaltamento viene condotta confrontando il momento resistente con quello ribaltante:

$$M_{\text{ribaltante}} < M_{\text{resistente}}$$

verifica soddisfatta con fattore di sicurezza pari a:  $F_s = M_{\text{resistente}} / M_{\text{ribaltante}}$

dove:

$$M_{\text{ribaltante}} = M_{\text{statico H}} - S_v \times b$$

Per il calcolo del momento ribaltante in condizioni sismiche si pone  $\beta=1$ .

$$M_{\text{resistente}} = (M_{\text{statico terreno H}} + M_{\text{statico rinterro H}}) \times \gamma$$

## VERIFICA A SCIVOLAMENTO

La seconda verifica da effettuare è quella allo **scorrimento** della base della fondazione.

La spinta attiva, infatti, tende a far slittare in avanti il muro. Ad essa si contrappongono le forze di attrito alla base e l'eventuale spinta passiva del terreno esterno. Se non si è sicuri di potervi fare affidamento, la spinta passiva NON si deve mettere in conto, oppure ne va considerata solo una frazione. Il programma a questo proposito chiede in input la percentuale di spinta passiva

considerata. Mettere 0 (zero) se non si è sicuri della presenza di tale forza.

La verifica a scivolamento viene condotta applicando le seguenti relazioni per ciascun approccio:

$$\text{Condizione statica: } T_{\text{sollecitante}} = S_{\text{totH}}$$

$$\text{Condizione sismica: } T_{\text{sollecitante}} = S_{\text{totH}} + I$$

con I = forza d'inerzia .

$$T_{\text{resistente}} = (W_{\text{fondazione}} + W_{\text{fusto}} + W_{\text{terreno}}) \times \tan(\delta) / \gamma_R$$

dove  $\delta$  è l'angolo di attrito terreno-calcestruzzo a cui si applicano i fattori  $\gamma$  del paragrafo precedente.

Se  $T_{\text{sollecitante}} < T_{\text{resistente}}$  la verifica è soddisfatta e il relativo fattore di sicurezza  $F_s$  è pari a:  $F_s = T_{\text{resistente}} / T_{\text{sollecitante}}$

## VERIFICA DI CAPACITA' PORTANTE

La terza verifica è quella di capacità portante del terreno e viene condotta mediante le formulazioni classiche di Terzaghi, Brinch-Hansen, Vesic e Meyerhof, le cui espressioni sono riportate nel seguito.

### Metodo di Terzaghi

Per il calcolo della capacità portante di una fondazione superficiale, Terzaghi ha proposto la seguente espressione

$$q_{ult} = c N_c s_c + q N_q + 0.5 B \gamma N_\gamma s_\gamma$$

Dove:

$$N_q = \frac{e^{2(0.75\pi - \phi/2)\tan\phi}}{2 \cos^2(45 + \phi/2)} \quad N_c = (N_q - 1) \cot\phi \quad N_\gamma = \frac{\tan\phi}{2} \left( \frac{K_{p\gamma}}{\cos^2\phi} - 1 \right)$$

I fattori di forma  $s_c$  ed  $s_\gamma$ , che compaiono nell'espressione di  $q_{ult}$ , dipendono dalla forma della fondazione. In particolare valgono **1** per fondazioni nastriformi o rettangolari allungate e rispettivamente **1.3** e **0.8** per fondazioni quadrate.

### Metodo di Meyerhof

Per il calcolo della capacità portante, vale la seguente formula:

$$q_{ult} = c N_c i_c d_c + q N_q i_q d_q + 0.5 B \gamma N_\gamma i_\gamma d_\gamma$$

in cui  $d_c, d_q, d_\gamma$ , sono i fattori di profondità,  $s_c, s_q, s_\gamma$ , sono i fattori di forma e  $i_c, i_q, i_\gamma$ , sono i fattori di inclinazione del carico. I fattori di capacità portante  $N_c, N_q, N_\gamma$  sono dati dalle espressioni seguenti:

$$N_q = e^{\pi \tan\phi} \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) \quad N_c = (N_q - 1) \cot\phi \quad N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1.4\phi)$$

I fattori di forma, si determinano invece con le seguenti espressioni:

$$s_c = 1 + 0.2 K_p \frac{B}{L} \quad s_q = s_\gamma = 1 + 0.1 K_p \frac{B}{L}$$

I fattori di profondità, con le seguenti espressioni:

$$d_c = 1 + 0.2 \sqrt{K_p} \frac{D}{B} \quad d_q = d_\gamma = 1 + 0.1 \sqrt{K_p} \frac{D}{B}$$

infine per i fattori di inclinazione dei carichi si usano le seguenti formulazioni:

$$i_c = i_q = \left(1 - \frac{\theta}{90}\right) \quad i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta}{\phi}\right)^2$$

$\theta$  rappresenta l'angolo che la retta d'azione del carico forma con la verticale.

Nella formulazione di Meyerhof, nel caso di carico eccentrico, in tutte le formule utilizzate vanno considerate le dimensioni ridotte:

[B' = B - 2 eB] ed [L' = L - 2 eL.]



### Metodi di Hansen

Per il calcolo della capacità portante di una fondazione superficiale, Hansen propone la seguente espressione

$$q_{ult} = c N_c s_c d_c i_c g_c b_c + q N_q s_q d_q i_q g_q b_q + 0.5 B \gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma$$

in cui  $d_c, d_q, d_\gamma$ , sono fattori di profondità,  $s_c, s_q, s_\gamma$ , sono i fattori di forma,  $i_c, i_q, i_\gamma$ , sono i fattori di inclinazione del carico,  $b_c, b_q, b_\gamma$ , sono i fattori di inclinazione del piano di posa e  $g_c, g_q, g_\gamma$ , sono fattori che tengono conto del fatto che la fondazione poggia su un terreno in pendenza. Le espressioni dei diversi fattori sono:

$$\begin{aligned} N_q &= e^{\pi \tan \phi} \tan^2 \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right) & N_c &= (N_q - 1) \cot \phi & N_\gamma &= 1.5 (N_q - 1) \tan \phi \\ s_c &= 1 + \frac{N_q B}{N_c L} & s_q &= 1 + \frac{B}{L} \tan \phi & s_\gamma &= 1 - 0.4 \frac{B}{L} \\ d_c &= 1 + 0.4 k & d_q &= 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 k & d_\gamma &= 1 & k &= \frac{D}{B} \text{ se } \frac{D}{B} \leq 1 & k &= \tan^{-1} \frac{D}{B} \text{ se } \frac{D}{B} > 1 \\ i_q &= \left( 1 - \frac{0.5 H}{V + A_f c_a \cot \phi} \right)^5 & i_c &= i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1} & i_\gamma &= \left( 1 - \frac{\left( 0.7 - \frac{\eta^\circ}{450} \right) H}{V + A_f c_a \cot \phi} \right)^5 \\ b_c &= 1 - \frac{\eta^\circ}{147} & b_q &= e^{-2.7 \eta \tan \phi} & b_\gamma &= e^{-2.7 \eta \tan \phi} \\ g_c &= 1 - \frac{\beta^\circ}{147} & g_q &= g_\gamma & &= (1 - 0.5 \tan \beta)^5 \end{aligned}$$

Nel caso di carico eccentrico, in tutte le formule utilizzate vanno considerate le dimensioni ridotte:  $[B' = B - 2 e_B]$  e  $[L' = L - 2 e_L]$ .

### Metodo di Vesic

Per il calcolo di capacità portante, si fa riferimento alla seguente espressione:

$$q_{ult} = c N_c s_c d_c i_c g_c b_c + q N_q s_q d_q i_q g_q b_q + 0.5 B \gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma$$

I diversi fattori sono valutati secondo le seguenti espressioni:

$$\begin{aligned} N_q &= e^{\pi \tan \phi} K_p & N_c &= (N_q - 1) \cot \phi & N_\gamma &= 2 (N_q + 1) \tan \phi \\ s_c &= 1 + \frac{N_q B}{N_c L} & s_q &= 1 + \frac{B}{L} \tan \phi & s_\gamma &= 1 - 0.4 \frac{B}{L} \\ d_c &= 1 + 0.4 k & d_q &= 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 k & d_\gamma &= 1 & k &= \frac{D}{B} \text{ se } \frac{D}{B} \leq 1 & k &= \arctg \frac{D}{B} \text{ se } \frac{D}{B} > 1 \\ i_c &= i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1} & i_q &= \left( 1 - \frac{H}{V + A_f c_a \tan \phi} \right)^m & i_\gamma &= \left( 1 - \frac{H}{V + A_f c_a \tan \phi} \right)^{m+1} & m &= \frac{2 + B/L}{1 + B/L} \\ b_c &= 1 - \frac{\eta^\circ}{147} & b_q &= b_\gamma & &= (1 - \eta \tan \phi)^2 \\ g_c &= 1 - \frac{\beta^\circ}{147} & g_q &= g_\gamma & &= (1 - \tan \beta)^2 \end{aligned}$$

### Capacità portante in condizioni sismiche

Per la valutazione di capacità portante in condizioni sismiche, si fa riferimento alla teoria di Paolucci e Pecker (1997). La formulazione risulta:

$$q_{lim,s} = V_h \cdot V_e \cdot V_i \cdot q_{lim,s}$$

Con i seguenti coefficienti:

Forza orizzontale: 
$$v_h = \left(1 - \frac{T}{0.85N}\right)^3$$

Eccentricità carico: 
$$v_e = \left(1 - \frac{e}{0.50B}\right)^{1.8}$$

Inerzia del terreno: 
$$v_i = \left(1 - \frac{k_h}{\tan \phi}\right)^{0.35}$$

da applicarsi alla  $q_{lim,stat}$  secondo la valutazione di Terzaghi, ovvero senza i coefficienti  $i$  ed  $s$ .

#### 6.4.1.e Sollecitazioni su muro e ciabatta di fondazione

Se tutte le verifiche sono soddisfatte, il programma prosegue con il calcolo del momento flettente, del taglio e dell'azione assiale nel muro verticale e nella soletta di fondazione per ciascuna combinazione di carico.

Le convenzioni di segno adottate sono indicate in figura 4.

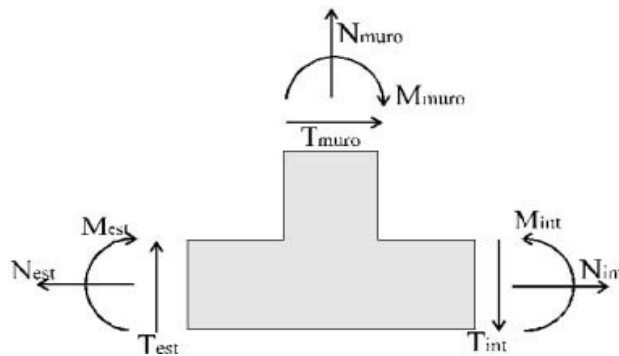


Fig. 4: convenzioni di segno per le azioni interne su muro e soletta di fondazione.

Il risultato di questo calcolo viene visualizzato graficamente mediante il diagramma di momento, taglio e azione assiale.

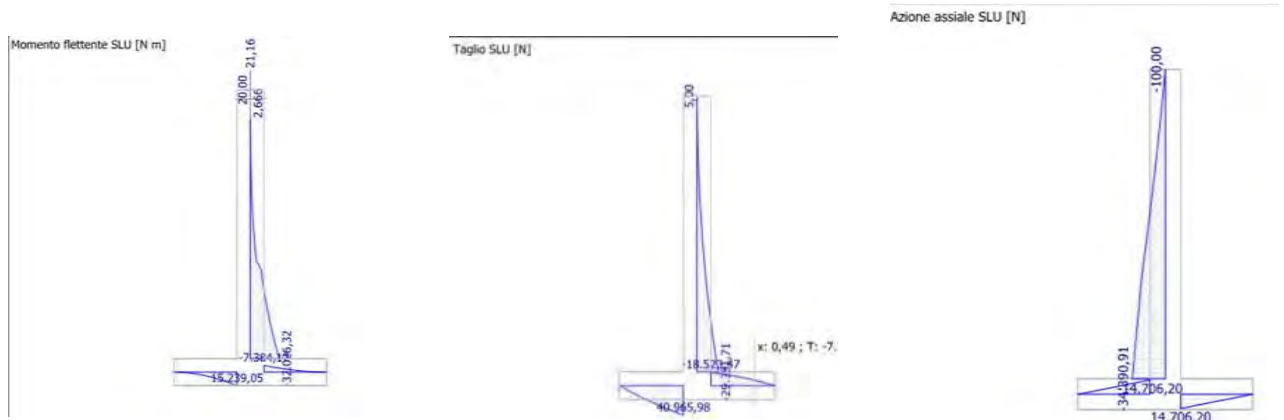


Fig.5: Stampa grafico momento flettente.

Fig.6: Stampa grafico Taglio

Fig.7: Stampa grafico azione assiale

Viene quindi eseguito il calcolo delle pressioni sul terreno, con relativa visualizzazione grafica.

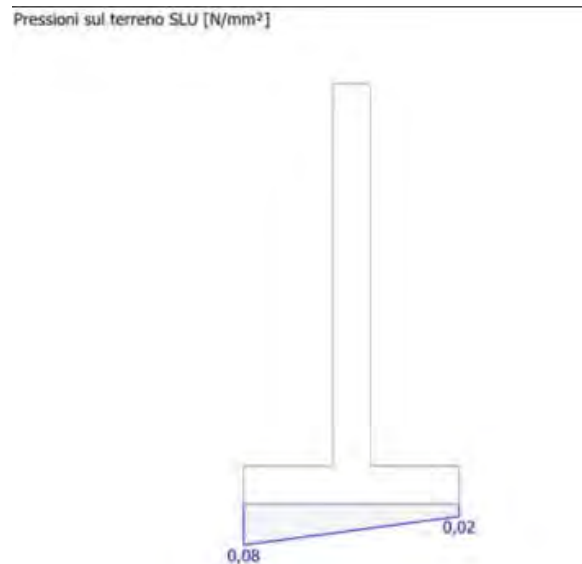


Fig.8: Stampa grafico pressioni sul terreno.

Il passo successivo è il calcolo di una proposta di armature nelle sezioni più sollecitate (base del muro, soletta interna ed esterna in prossimità del muro), eseguita con calcolo a pressoflessione di sezione rettangolare, secondo l'Approccio 2 con i coefficienti parziali sulle resistenze ( $\gamma_R$ ) pari ad 1.

### 6.4.2 Travi di Fondazione

Le travi di fondazione sono trattate come elementi flessibili su appoggio elastico continuo.

Schematicamente si tratta di un'analisi statica di trave vincolata con una serie continua di molle bilatere (la bilateralità è garantita dall'approfondimento della fondazione). Il parametro caratteristico del terreno nel suo comportamento elastico è la cosiddetta 'costante K di Winkler'. Pertanto il problema che risolve il programma di calcolo è quello di integrare l'equazione differenziale della 'linea elastica' della trave che si presenta come segue:

$$E \cdot J \cdot \frac{d^4 \eta}{dx^4} = q - \beta \cdot \eta$$

in cui i simboli rappresentano:

- E : il modulo elastico del calcestruzzo costituente la trave di fondazione.
- J : il momento d'inerzia della sezione trasversale.
- $\beta$  : il generico spostamento verticale (funzione dell'ascissa x).
- x : l'ascissa nello sviluppo longitudinale della trave.
- q : il carico distribuito sulla fondazione.
- $\eta$  : il prodotto della costante elastica caratteristica del terreno di fondazione per la dimensione trasversale di base

Definite pertanto (coi dati di input che richiede il programma) le caratteristiche meccaniche e geometriche relative alla trave di fondazione ed al terreno su cui essa insiste, l'integrazione della precedente equazione comporta la definizione delle condizioni al contorno, esplicitate in termini di equilibrio ai carichi esterni applicati e di congruenza delle deformazioni. La letteratura tecnica garantisce sulla bontà dell'applicazione del 'principio di sovrapposizione degli effetti', ragion per cui l'analisi automatica consiste nello 'spezzare' il problema considerando separatamente gli effetti dovuti al singolo pilastro, cumulando successivamente le sollecitazioni e le deformazioni ad esse conseguenti.

Posto allora:

$$4 \cdot \alpha^4 = \frac{\beta}{E \cdot J}$$

l'equazione differenziale della linea elastica si trasforma nella seguente:

$$\eta^{IV} + 4 \cdot \alpha^4 \cdot \eta = \frac{q}{E \cdot J}$$

L'equazione differenziale qui presentata è un'equazione del 4° ordine lineare non omogenea a coefficienti costanti; l'integrale generale risulta dalla somma dell'integrale dell'omogenea associata e dell'integrale particolare. Formalmente la soluzione dell'omogenea associata risulta dalla sovrapposizione di onde sinusoidali: la deformazione della trave avrà un massimo in corrispondenza del carico e tenderà progressivamente a smorzarsi all'allontanarsi da tale punto di applicazione. Travilog consente l'applicazione di carichi esterni verticali e coppie concentrate. In base alla geometria della sezione trasversale della trave fornita in input e alle caratteristiche del terreno di ricoprimento consente di conteggiare automaticamente gli effetti di peso proprio e carico di terreno uniformemente distribuito.

L'equazione è integrata analiticamente imponendo le condizioni al contorno, ragion per cui Travilog non introduce errori dovuti a procedimenti numerici di integrazione ma ricerca per ogni singolo carico applicato le costanti di integrazione che descrivono il fenomeno.

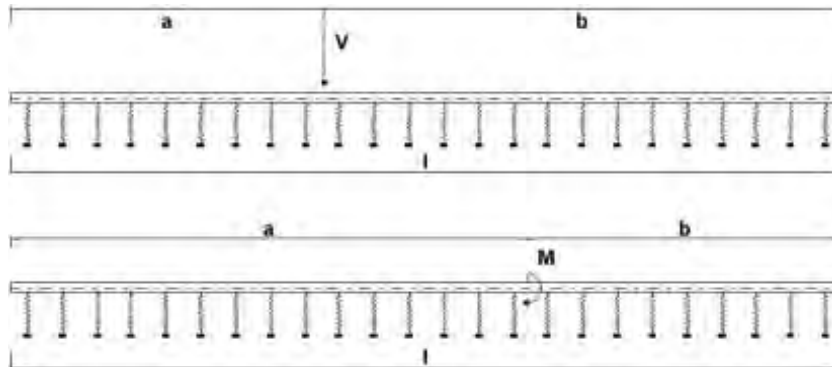
La soluzione dell'omogenea associata si presenta nella seguente forma:

$$\eta_{0a} = e^{\alpha x} \cdot [A \cdot \sin \alpha x + B \cdot \cos \alpha x] + e^{-\alpha x} \cdot [C \cdot \sin \alpha x + D \cdot \cos \alpha x]$$

mentre l'integrale particolare corrispondente al carico q uniformemente distribuito è:

$$\eta_p = \frac{q}{E \cdot J} \cdot \frac{1}{4 \cdot \alpha^4} = \frac{q}{\beta}$$

La ricerca delle condizioni al contorno risulta ovvia se ci si riferisce ad uno dei singoli casi presentati nelle illustrazioni seguenti:



Si tratterà infatti, di volta in volta, per ogni singolo carico applicato, imporre le condizioni al contorno che riguardano l'equilibrio ai carichi esterni applicati (nel primo caso equilibrio alla traslazione verticale per  $x=a$ , nel secondo caso equilibrio alla rotazione per  $x=a$ ), la continuità della deformata e le condizioni ai bordi.

#### 6.4.2.a Ipotesi sul comportamento del terreno

Il comportamento del terreno ipotizzato (elastico con incapacità di trasmettere sforzi di taglio) è particolarmente rappresentativo per terreni incoerenti (terreni 'alla Winkler' di tipo 'elastico -non coesivo'). Viene fatta eccezione pertanto per tutti quei casi in cui ragionevolmente non si può considerare la mutua azione continua tra terreno e trave quali ad esempio i casi in cui la fondazione, particolarmente rigida, insiste su un terreno coerente: in tali casi la trave tenderebbe ad assumere una configurazione 'a ponte' sul terreno, il che è palesemente contrario alla congruenza delle deformazioni fra i due mezzi.

Le assunzioni fondamentali riguardano:

- . Caratteristiche meccaniche e geometriche della trave di fondazione costanti nel suo sviluppo.
- . Carico distribuito uniformemente sulla fondazione (peso proprio della trave e del terreno di copertura).

Sovrapposibilità degli effetti statici dovuti a ciascun pilastro.

Il programma calcola e presenta le soluzioni grafiche e numeriche relative alle sollecitazioni flettenti e taglianti, alle deformazioni e alle reazioni sul terreno.

Vengono eseguite automaticamente le verifiche a punzonamento del pilastro che insiste sulla trave di fondazione.

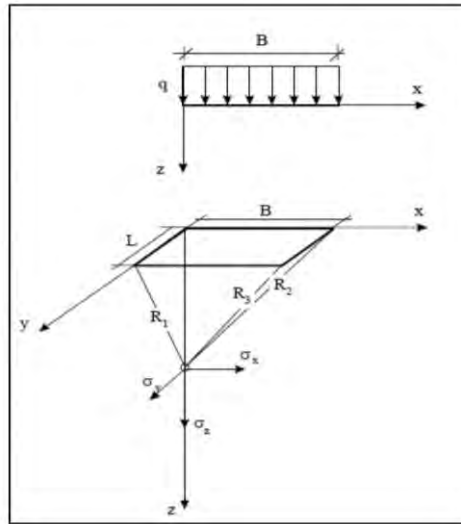
La deformata della fondazione è essenzialmente costituita dalla sovrapposizione di più sinusoidi che tendono a smorzarsi man mano che ci si allontana dai punti di applicazione dei carichi.

Viene calcolata la distribuzione delle pressioni (proporzionale agli spostamenti verticali) sul terreno e valutato il massimo valore assunto.

Inoltre viene valutata la portata limite del terreno in base alle relazioni di Terzaghi. Il coefficiente di sicurezza che trasforma i valori limite in valori ammissibili è valutabile, di volta in volta, in base alle indicazioni fornite dalle normative in merito al comportamento dei terreni. Ragionevolmente il valore di tale coefficiente di sicurezza può essere assunto pari a 2.5, 3.0, ma è lasciata la libertà al progettista di fare le proprie valutazioni ed introdurre il coefficiente ad hoc per l'opera indagata.

#### 6.4.2.b Calcolo delle tensioni indotte nel terreno

La definizione dello stato di tensione indotto nel sottosuolo da un carico applicato a quota imposta fondazione viene eseguito utilizzando la teoria del semispazio elastico isotropo omogeneo di Boussinesq. In particolare si fa riferimento al calcolo di tensione indotta da pressione uniforme su superficie rettangolare:



Con riferimento allo schema della precedente figura, le tensioni indotte dal carico in un punto sulla verticale per uno spigolo O dell'area caricata, sono determinate come:

$$\sigma_z = \frac{q}{2 \cdot \pi} \cdot \left[ \arctan\left(\frac{L \cdot B}{z \cdot R_3}\right) + \frac{L \cdot B \cdot z}{R_3} \cdot \left(\frac{1}{R_1^2} + \frac{1}{R_2^2}\right) \right]$$

$$\sigma_x = \frac{q}{2 \cdot \pi} \cdot \left[ \arctan\left(\frac{L \cdot B}{z \cdot R_3}\right) - \frac{L \cdot B \cdot z}{R_1^2 \cdot R_3} \right]$$

$$\sigma_y = \frac{q}{2 \cdot \pi} \cdot \left[ \arctan\left(\frac{L \cdot B}{z \cdot R_3}\right) - \frac{L \cdot B \cdot z}{R_2^2 \cdot R_3} \right]$$

$$\tau_{xz} = \frac{q}{2 \cdot \pi} \cdot \left[ \frac{B}{R_2} - \frac{B \cdot z^2}{R_1^2 \cdot R_3} \right]$$

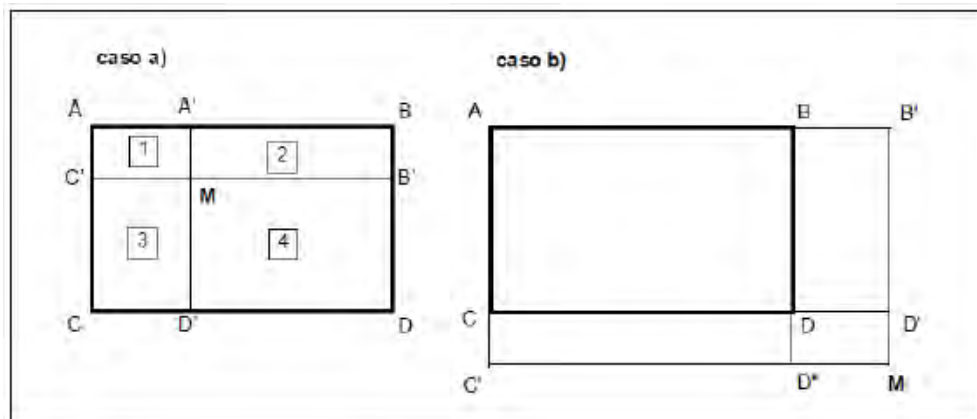
dove:

$$R_1 = (L^2 + z^2)^{0.5}$$

$$R_2 = (B^2 + z^2)^{0.5}$$

$$R_3 = (L^2 + B^2 + z^2)^{0.5}$$

Volendo conoscere lo stato tensionale in un punto del semispazio alla profondità z, sulla verticale di un punto M non coincidente con lo spigolo O del rettangolo, si procede per sovrapposizione di effetti di aree di carico rettangolari, nel modo seguente :



- M interno ad ABCD; le tensioni risultano dalla somma delle tensioni indotte in M dalle 4 aree (1), (2), (3) e (4), ciascuna con vertice in M
- M esterno ad ABCD; le tensioni risultano dalla somma algebrica delle tensioni indotte da rettangoli opportunamente scelti, sempre con vertice in M

#### 6.4.2.c Calcolo dei cedimenti

La stima dei cedimenti viene condotta mediante metodo elastico per tutti i tipi di terreno e con metodo edometrico per terreni specificatamente coesivi.

#### Metodo elastico

I cedimenti vengono stimati utilizzando l'espressione del cedimento monodimensionale:

$$\delta = \sum_i \frac{\Delta\sigma_{vi} \Delta H_i}{E_i}$$

in cui:

- $\Delta H_i$  = spessore dello strato i-esimo in cui è stato suddiviso, ai fini del calcolo, il terreno di fondazione;
- $\Delta\sigma_{vi}$  = incremento di pressione verticale medio nello strato i-esimo causato dai carichi esterni attesi;
- $E_i$  = modulo elastico medio nello strato i-esimo. Per terreni coesivi si tratta del modulo edometrico.

La sommatoria dei cedimenti è stata estesa fino alla profondità per cui l'incremento di pressione verticale  $\Delta\sigma'_{vi}$  risulta inferiore  $\alpha\%$  della pressione verticale efficace preesistente ( $\alpha$  è imposto dall'utente).

L'incremento di pressione verticale sotto le fondazioni è valutato utilizzando la teoria del semispazio elastico isotropo omogeneo di Boussinesq, come spiegato nel paragrafo precedente.

#### Metodo edometrico

Per terreni a grana fine i cedimenti possono essere calcolati utilizzando il metodo edometrico, proposto da Terzaghi (1943). Il terreno al di sotto della fondazioni viene diviso in n strati e per ogni strato si calcola il cedimento con la formula:

$$\Delta H_i = H_i [ RR \cdot \text{Log}(k_R) + CR \cdot \text{Log}(k_C) ] \text{ con: } k_R = \min\{\sigma'_p; \sigma'_f\} / \sigma'_{v0}$$

Con:

$$k_C = \sigma'_f / \sigma'_p$$

$\sigma'_{v0}$  è la tensione geostatica efficace  $\Delta\sigma_v$  è l'incremento di tensione prodotto dal carico netto, calcolato trascurando la rigidità della fondazione e modellando il suolo con un semispazio elastico.

$$\sigma'_f = \Delta\sigma_v + \sigma'_{v0} \sigma'_p = \text{tensione di preconsolidazione} = \text{OCR} \times \sigma'_{v0}$$

dove OCR è il rapporto di preconsolidazione.

$H_i$  = spessore dello strato

RR= rapporto di ricompressione

CR = rapporto di compressione Il cedimento totale è calcolato sommando il cedimento di tutti gli strati in cui  $\Delta\sigma_v > \alpha \sigma'_{v0} w = \sum \Delta H_i$

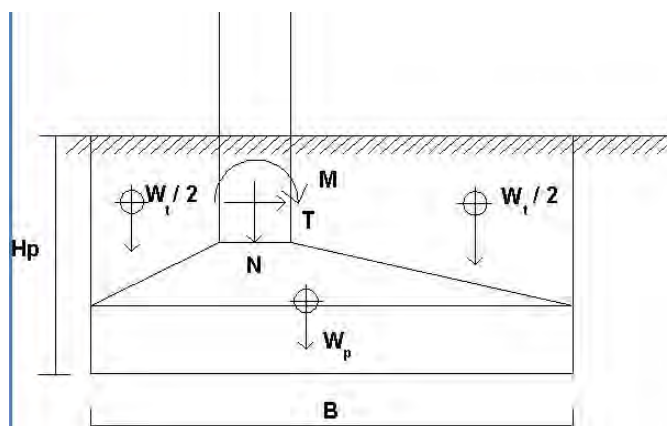
#### 6.4.2.d stabilità globale della trave di fondazione

La verifica della stabilità globale della trave di fondazione (verifica a scorrimento) viene condotta confrontando la spinta orizzontale globale indotta dalla struttura (spinta dell'arco o del portale senza catena) e la resistenza mobilitabile dal sistema fondazione + terreno, composto dalla componente orizzonte del peso e delle forze sollecitanti (funzione dell'angolo di attrito interno dello strato fondale), dall'eventuale contributo plastico dei terreni coesivi (funzione della coesione interna) e della spinta passiva mobilitabile in funzione delle deformazioni indotte nello zoccolo laterale di terreno; a ciò si aggiunge l'eventuale effetto "catena" del cordolo di testata e/o delle catene intermedie, valutato sulla resistenza a trazione della sezioni di calcestruzzo impegnata:

$$[ (\sum V + G) \text{tg}\phi + c' (L_c \times B_c) + 0,5 k_p \gamma + f_{ctm} (a \times b) ] / \sqrt{\sum T_x^2 + T_y^2} \geq \gamma_R = 1,1$$

### 6.4.3 Plinti isolati

Per prima cosa viene calcolato il peso proprio del plinto e del terreno sovrastante la fondazione



Peso del plinto e del terreno

al fine di calcolare la  $N_{tot}$  alla quota di imposta della fondazione stessa. Alla medesima quota si calcolano inoltre i momenti totali nelle due direzioni secondo le:

$$N_{tot} = N + W_t + W_p$$

$$M_{tot,x} = M_x \pm T_x \cdot h$$

$$M_{tot,y} = M_y \pm T_y \cdot h$$

A questo punto il programma esegue le verifiche sia in direzione  $x$  che in direzione  $y$  indipendentemente, utilizzando i valori di sollecitazione:  $N_{tot} - M_{tot,x}$  ed  $N_{tot} - M_{tot,y}$ . Così facendo in pratica il plinto viene dimensionato a favore di sicurezza, perché le pressioni sottostanti la fondazione sono in realtà maggiori di quelle effettivamente presenti. In fase costruttiva si disporrà nelle due direzioni un'armatura uguale a quella calcolata nella direzione di sollecitazione più gravosa.

Si calcolano le eccentricità  $e_x$  ed  $e_y$  date da:

$$e_x = M_{tot,x} / N_{tot} \quad e_y = M_{tot,y} / N_{tot}$$

e si distinguono i seguenti casi:

**caso 1)** Fondazione interamente reagente nelle due direzioni  $e_x \leq B/6$  ed  $e_y \leq L/6$

**caso 2)** Fondazione parzializzata nella sola direzione  $x$   $B/6 < e_x \leq B/2$  ed  $e_y \leq L/6$

**caso 3)** Fondazione parzializzata nella sola direzione  $y$   $e_x \leq B/6$  ed  $L/6 < e_y \leq L/2$

**caso 4)** Fondazione parzializzata in tutte e due le direzioni  $B/6 < e_x \leq B/2$  ed  $L/6 < e_y \leq L/2$

mentre vengono esclusi i casi con:  $e_x$  maggiore che comporterebbero una fondazione troppo parzializzata.

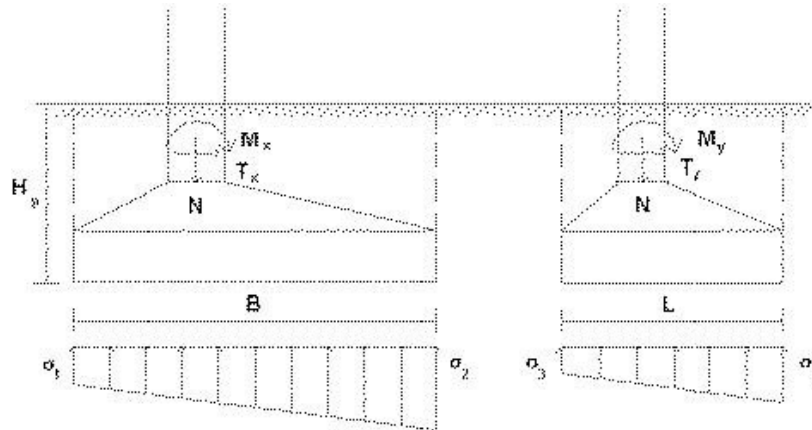
In corrispondenza a questi quattro casi vengono calcolate le pressioni sul terreno



caso 1

direzione x	direzione y
$\sigma_1 = \frac{N_{tot}}{A} - \frac{M_{tot,x}}{W_x}$	$\sigma_3 = \frac{N_{tot}}{A} - \frac{M_{tot,y}}{W_y}$
$\sigma_2 = \frac{N_{tot}}{A} + \frac{M_{tot,x}}{W_x}$	$\sigma_4 = \frac{N_{tot}}{A} + \frac{M_{tot,y}}{W_y}$

e vengono considerate sotto la fondazione le seguenti distribuzioni di pressioni:



al posto delle effettive distribuzioni date da:

$\sigma_1' = \frac{N_{tot}}{A} - \frac{M_{tot,x}}{W_x} - \frac{M_{tot,y}}{W_y}$ $\sigma_2' = \frac{N_{tot}}{A} + \frac{M_{tot,x}}{W_x} - \frac{M_{tot,y}}{W_y}$ $\sigma_3' = \frac{N_{tot}}{A} - \frac{M_{tot,x}}{W_x} + \frac{M_{tot,y}}{W_y}$ $\sigma_4' = \frac{N_{tot}}{A} + \frac{M_{tot,x}}{W_x} + \frac{M_{tot,y}}{W_y}$	
---	--

**caso 2**

direzione x	direzione y
$\sigma_1 = 0$	$\sigma_3 = \frac{N_{tot}}{A} - \frac{M_{tot,y}}{W_y}$
$\sigma_2 = \frac{2N_{tot}}{B_{eq}L}$	$\sigma_3 = \frac{N_{tot}}{A} + \frac{M_{tot,y}}{W_y}$

**caso 3**

direzione x	direzione y
$\sigma_1 = \frac{N_{tot}}{A} - \frac{M_{tot,x}}{W_x}$	$\sigma_3 = 0$
$\sigma_1 = \frac{N_{tot}}{A} + \frac{M_{tot,x}}{W_x}$	$\sigma_2 = \frac{2N_{tot}}{B_{L,eq}}$

**caso 4**

direzione x	direzione y
$\sigma_1 = 0$	$\sigma_3 = 0$
$\sigma_2 = \frac{2N_{tot}}{B_{eq}L}$	$\sigma_2 = \frac{2N_{tot}}{B_{L,eq}}$

**6.4.3.a Calcolo dell'armatura e verifica delle tensioni nel calcestruzzo**

Determinate le pressioni sul terreno, è necessario calcolare le azioni nell'armatura e nel calcestruzzo per poter procedere al dimensionamento. Si devono allora distinguere i possibili casi:

- **plinto tozzo**
- **plinto snello**

Infatti dette  $\lambda_x$  e  $\lambda_y$  rispettivamente il rapporto tra la lunghezza del massimo sbalzo in ciascuna direzione e l'altezza del plinto, risulta:

$\lambda < 0.5$  plinto molto tozzo.

$0.5 < \lambda < 1$  plinto mediamente tozzo.

$1.0 < \lambda < 2$  plinto poco tozzo.

$\lambda > 2$  plinto snelli a loro volta suddivisi in

- a) Senza riseghe
- b) Con riseghe e pilastro centrato
- c) Con riseghe e pilastro eccentrico

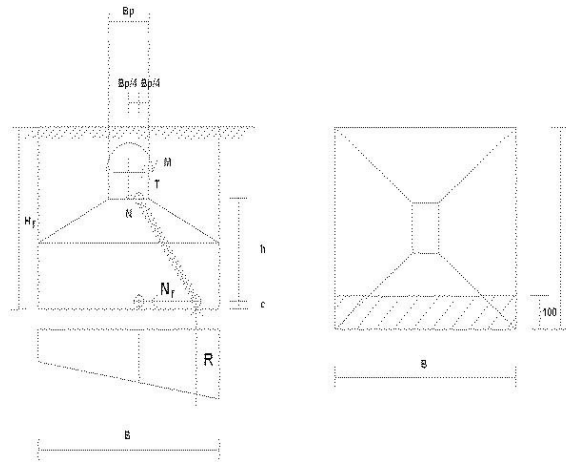
Si considerano ora separatamente i diversi casi.

**Plinto molto tozzo**

$\lambda < 0.5$ : Il plinto è molto tozzo e non necessita il calcolo dell'armatura, né la verifica a taglio. La disposizione dell'armatura è lasciata all'esperienza del progettista ed alle norme vigenti.

**Plinto mediamente tozzo**

$0.5 < \lambda < 1$ : si calcola supponendo un meccanismo resistente isostatico tirante-puntone e non necessita della verifica a taglio.



Plinto mediamente tozzo -traliccio resistente

Detta  $h = d - c$ , l'altezza utile del plinto con  $c$  copriferro posto dal programma uguale a 5cm si ha:

$$R = \frac{(\sigma_1 + \sigma_2) \cdot a \cdot 100}{2} = \text{reazione su una striscia di larghezza } = 100 \text{ cm nell'altro senso}$$

$$\lambda_d = \frac{a}{h} = \text{'snellezza utile' perché costruita con l'altezza utile del plinto}$$

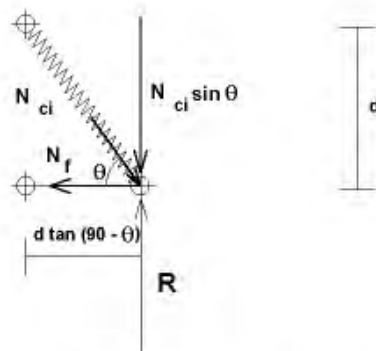
$$\text{se risulta } \lambda_d \cdot \frac{b}{d} \leq 0.72 \text{ è:}$$

$$\vartheta = \arctan\left(\frac{1.8}{\lambda_d}\right) \quad \text{angolo d'inclinazione dei puntoni di calcestruzzo}$$

$$\vartheta' = \arctan\left(0.4 \cdot \frac{d}{b}\right)$$

$$0.2d = \text{larghezza puntone superiore (LPS)}$$

$$\frac{b \cdot \sin(\vartheta + \vartheta')}{2 \cdot \cos(\vartheta')} = \text{larghezza puntone inclinato (LPI)}$$



Azioni nella catena e nei puntoni di calcestruzzo

$$N_f d - R d \tan(90 - \vartheta) = 0$$

$$N_f = R \tan(90 - \vartheta) = \frac{R}{\tan \vartheta}$$

$$N_{ca} = N_f$$

$$N_{ca} = \frac{R}{\sin \vartheta}$$

#### Plinto poco tozzo

$1 < \lambda < 2$ . Il plinto è poco tozzo; si ipotizza ancora un traliccio resistente isostatico tirante-puntone ma diventa necessaria una verifica a taglio: verifica a punzonamento. In caso questa risulti non soddisfatta occorre predisporre adeguata armatura a taglio (il programma la calcola automaticamente) o, se possibile, un aumento dell'altezza del plinto.

Se risulta  $0.72 < \lambda_d \cdot \frac{b}{d} \leq 2$  allora risulta:  $\vartheta = \arctan\left(\frac{1}{\lambda_d} \cdot \left(1 + \sqrt{1 - 0.5 \cdot \lambda_d \cdot \frac{b}{d}}\right)\right)$

dove

dove  $\vartheta$  = angolo d'inclinazione dei puntone di calcestruzzo

$$\frac{b}{2 \cdot \tan \vartheta} \quad \text{larghezza puntone superiore (LPS)}$$

$$\frac{b}{2 \cdot \sin \vartheta} \quad \text{larghezza puntone inclinato (LPI)}$$

Il calcolo delle azioni nell'armatura ( $N_f$ ) e nei puntone ( $N_{ci}$ ,  $N_{cs}$ ) è identico al caso precedente.

Determinate quindi nei due casi di snellezza del plinto le azioni nell'armatura e nei puntone, si può procedere al calcolo della quantità di ferro necessaria e alla verifica delle conseguenti tensioni nel calcestruzzo.

### Calcolo quantità di armatura

L'armatura viene calcolata ipotizzando che l'acciaio lavori al limite di snervamento; quindi l'armatura a metro lineare di fondazione si ricava da:

$$A'_f = \frac{N_f}{f_{yd}} \quad \text{con } f_{yd} \text{ definito dall'utente a seconda del ferro utilizzato}$$

Armatura totale nella direzione di verifica:

$A_f = A'_f \cdot \bullet$  direzione del plinto, opposta alla direzione di verifica

### Verifica lato calcestruzzo

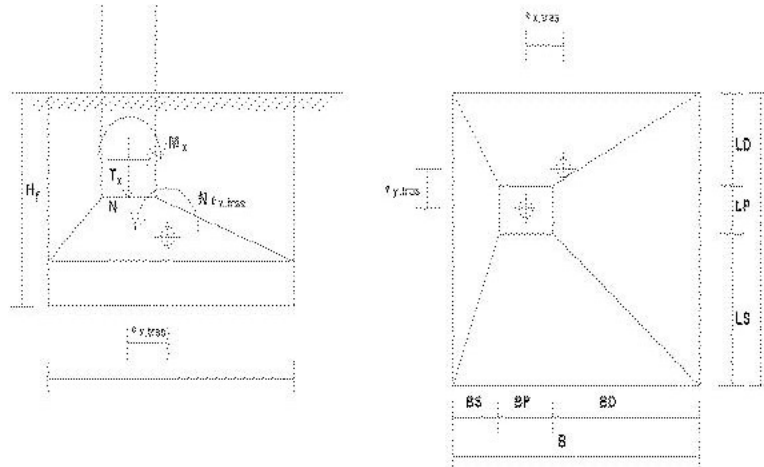
$$\sigma_{c,\text{puntone superiore}} = \frac{N_{cs}}{A_{\text{puntone superiore}}} = \frac{N_f}{LPS \cdot 100}$$

$$\sigma_{c,\text{puntone inclinato}} = \frac{N_{ci}}{A_{\text{puntone inclinato}}} = \frac{R}{LPI \cdot 100}$$

Il programma riporta la  $\sigma_{\max} = \max(\sigma_{c,ps}, \sigma_{c,pi})$  da confrontare con il valore  $\sigma_{camm}$  definito dall'utente.

**Plinto snello**

Nel caso di plinto snello, per  $\lambda > 2$ , il pilastro può essere non centrato e in tal caso occorre tenere in conto delle eccentricità di trasporto dovute al riposizionamento nel baricentro della fondazione delle azioni agenti sul pilastro.



Se indichiamo con l'apice i momenti agenti a livello del piano di posa della fondazione (a meno del contributo dovuto al trasporto del taglio), si ha:

direzione x	direzione y
$e_{x,trasporto} = \frac{B}{2} - (BS + \frac{BP}{2})$	$e_{y,trasporto} = \frac{L}{2} - (LD + \frac{LP}{2})$
$M'_x = M_x - N \cdot e_{x,trasporto} < M_x$	$M'_y = M_y - N \cdot e_{y,trasporto} < M_y$

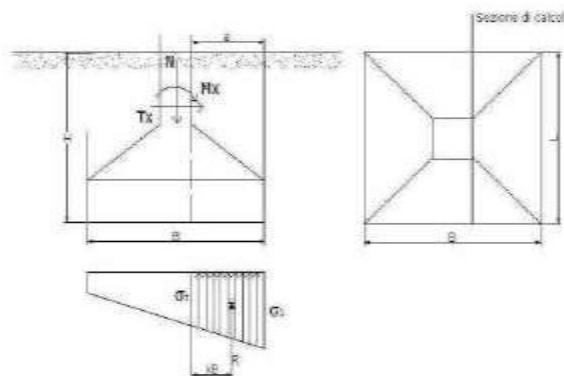
E' ovvio che il pilastro deve essere eccentrico dalla parte opposta a quella del senso di rotazione del momento come appare chiaramente in figura. il pilastro eccentrico, che determina una fondazione più allungata in una direzione, è caratteristico di quando esistono sollecitazioni rilevanti al piede del pilastro. Il calcolo delle pressioni sul terreno avviene secondo quanto già detto in precedenza.

Nota la distribuzione delle pressioni viene calcolata la risultante:

$$R = \frac{(\sigma_2 + \sigma_1) a \cdot L}{2}$$

dove L è la dimensione del plinto nella direzione opposta a quella di verifica.

Tale risultante la si suppone concentrata nel baricentro del trapezio di basi  $\sigma_2, \sigma_1$ .



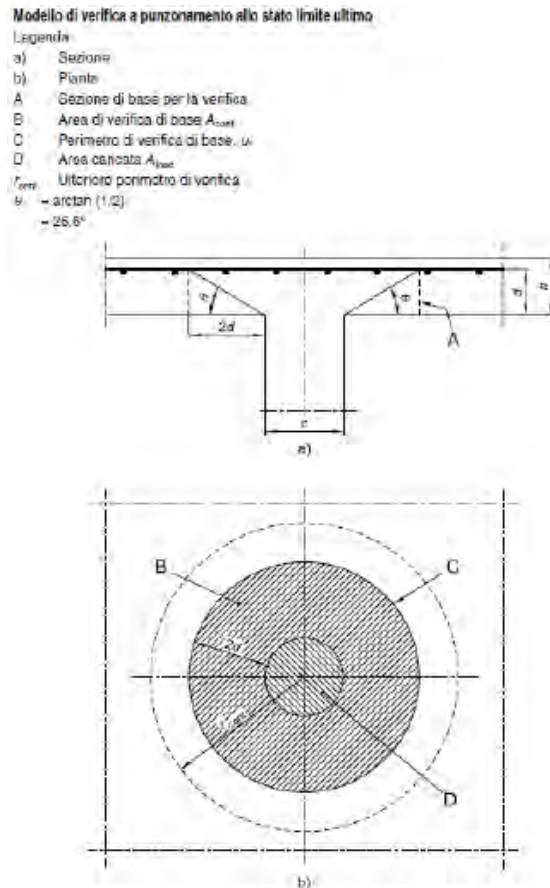
Il momento di verifica risulta uguale a :  $M_v = R \cdot x_G$

A questo punto l'armatura viene calcolata considerando la sezione in c.a. sotto lo spigolo del pilastro. Tale sezione può essere rettangolare nel caso di plinto senza riseghe, o trapezoidale (isoscele o scalena) nel caso di plinto con riseghe.

**Verifica al punzonamento**

La verifica di punzonamento viene condotta applicando la procedura di cui al par. 6.4 dell'Eurocodice 2 (UNI 1992-1-1-2005).

Il modello appropriato di verifica al punzonamento allo stato limite ultimo è indicato nella seguente figura:



La resistenza a taglio viene verificata lungo la faccia del pilastro e il perimetro di verifica  $u_1$ .

Il perimetro di verifica di base  $u_1$  viene collocato a una distanza  $2,0d$  dall'area caricata. L'altezza utile della soletta è supposta costante e può generalmente essere assunta pari a:

$$d_{eff} = \frac{(d_y + d_x)}{2}$$

dove  $d_y$  e  $d_x$  sono le altezze utili relative alle armature poste nelle due direzioni ortogonali.

Il procedimento di calcolo per il taglio-punzonamento si fonda sulle verifiche alla faccia del pilastro e al perimetro di verifica di base  $u_1$ .

Si definiscono le seguenti tensioni di taglio di progetto lungo le sezioni di verifica:

- $v_{Rd,c}$  è il valore di progetto del taglio-punzonamento resistente di una fondazione, priva di armature per il taglio-punzonamento, lungo la sezione di verifica considerata
- $v_{Rd,cs}$  è il valore di progetto del taglio-punzonamento resistente di una fondazione dotata di armature per il taglio-punzonamento, lungo la sezione di verifica considerata.
- $v_{Rd,max}$  è il valore di progetto del massimo taglio-punzonamento resistente lungo la sezione di verifica considerata.

Vengono condotte le seguenti verifiche:

- lungo il perimetro del pilastro, o il perimetro dell'area caricata, si verifica che la massima tensione di taglio-punzonamento non sia superata:  $v_{Ed} < v_{Rd,max}$
- L'armatura per il taglio-punzonamento non è necessaria se:  $v_{Ed} < v_{Rd,c}$
- Se  $v_{Ed}$  supera il valore  $v_{Rd,c}$  per la sezione di verifica considerata, si richiede di disporre l'armatura per il taglio-punzonamento.

Il calcolo della *tensione massima di taglio* avviene utilizzando la seguente formula:

$$v_{Ed} = \beta \frac{V_{Ed}}{u_1 d}$$

dove:

$d$  è l'altezza utile media della piastra, che può assumersi come  $(d_y + d_z)/2$  con  $d_y$  e  $d_z$  altezze utili nelle direzioni  $y$  e  $z$  della sezione di verifica;

$u_i$  è la lunghezza del perimetro di verifica considerato;

$\beta$  è impostato dall'utente e può essere calcolato mediante le formule di cui al par.6.4.3 dell'EC2 (UNI 1992-1-1-2005).

La resistenza di progetto a punzonamento di fondazioni prive di armatura a taglio è calcolata come segue:

$$V_{Rd,s} = C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp} \geq (v_{min} + k_1 \sigma_{cp})$$

Il cui dettaglio è riportato al par. 6.4.4 dell'EC2 (UNI 1992-1-1-2005).

Dove è richiesta l'armatura a taglio, si fa riferimento alla seguente espressione:

$$V_{Rd,cs} = 0,75 v_{Rd,c} + 1,5 (d/s_t) A_{sw} f_{wd,ef} (1/(u_1 d)) \sin \alpha$$

Il cui dettaglio è riportato al par. 6.4.5 dell'EC2 (UNI 1992-1-1-2005).

#### 6.4.4.b Verifica al ribaltamento

La verifica al ribaltamento consiste nel verificare che il momento delle forze stabilizzanti  $M_{stab}$  risulti maggiore del momento delle forze ribaltanti  $M_{rib}$ .

$$M_{stab} = N_{tot} \cdot d + \frac{1}{2} \gamma K_A h^2 \cdot L + q K_A h \cdot L$$

$$M_{rib} = M + 2c \sqrt{K_A} \cdot L$$

essendo :

- $d$  il braccio delle forze verticali;
- $L$  la dimensione del plinto nella direzione opposta a quella di verifica.

$$K_A = \frac{1}{\tan^2 \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right)}$$

#### 6.4.3.c Verifica allo slittamento

Consiste nel verificare che la forza di scorrimento  $F_{scor}$  risulti maggiore della forza resistente  $F_{res}$ .

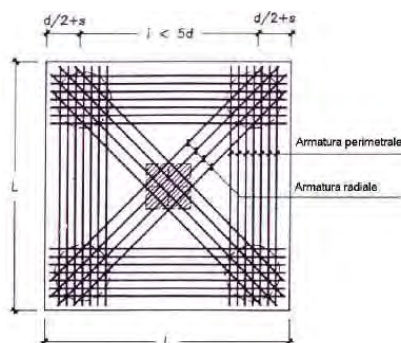
$$F_{scor} = T + 2cKAL$$

$$F_{res} = N_{tot} \tan \phi + \frac{1}{2} \gamma K_A h^2 L + q K_A h L$$

#### 6.4.3.d Plinto su pali

Si distinguono due tipi fondamentali di disposizione dei pali:

- a) disposizione poligonale dei pali (a scelta tra una serie di disposizioni predefinite);



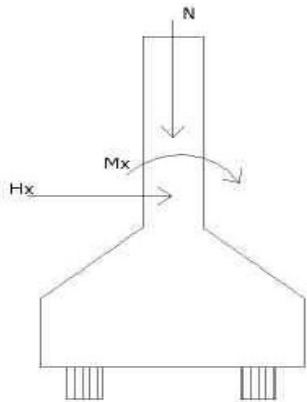
- b) disposizione libera dei pali.

In entrambi i casi il pilastro può essere sia centrato che eccentrico rispetto al baricentro della palificata: nel caso di eccentricità ci saranno i momenti di trasporto del carico verticale N e del carico orizzontale T.

Il programma calcola sia le azioni sui pali che l'armatura radiale (intesa come armatura di collegamento dei pali lungo le diagonali del poligono) e perimetrale (intesa come armatura di collegamento dei pali lungo il perimetro del poligono che essi formano) del plinto. E' necessario riportare il valore di interasse tra i pali in direzione radiale e perimetrale.

### Calcolo delle azioni sui pali

Il calcolo delle azioni sui pali (azione assiale, taglio in direzione x e taglio in direzione y) avviene secondo le seguenti formule:



The diagram shows a cross-section of a pile cap. A vertical force N is applied downwards at the top center. A horizontal force Hx is applied to the left side. A bending moment Mx is shown as a curved arrow on the top surface. The cap is supported by two piles at the bottom.

$$N_{palo} = \frac{N}{n_{pali}} + \frac{M_{tot} b_x}{J_x} + \frac{M_{tot} b_y}{J_y}$$

Con:

$J_x$  = inerzia della palificata rispetto all'asse x (passante per il baricentro della palificata stessa)

$J_y$  = inerzia della palificata rispetto all'asse y (passante per il baricentro della palificata stessa)

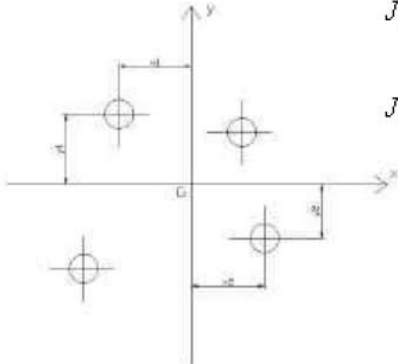
$M_{xtot} = M_x + T_x \cdot h_{pl} + N \cdot e_x$  (e analogamente per  $M_{ytot}$ )

$h_{pl}$  = altezza totale del plinto (dalla base del pilastro all'attacco del palo)

$e_x$  = proiezione su x della distanza tra il baricentro del pilastro e il baricentro della palificata

$b_x$  = distanza tra l'asse di applicazione del momento e il baricentro del palo (e analogamente in direzione y)

Nel caso generico con riferimento alla figura:



The diagram shows a plan view of a pile cap with a central origin G. Four piles are arranged in a square pattern. The distances from the origin to the piles are labeled as  $x_i$  and  $y_i$ . The formulas for the moments of inertia are given as:

$$J_x = \sum_{i=1}^n x_i^2$$

$$J_y = \sum_{i=1}^n y_i^2$$

$$T_{ypalo} = \frac{T_{y,tot}}{n^{\circ} \text{ pali}} + \frac{M_z}{J_p} r_x$$

$$T_{xpalo} = \frac{T_{x,tot}}{n^{\circ} \text{ pali}} + \frac{M_z}{J_p} r_y$$



Con:

$$M_t = T_x \cdot e_y - T_y \cdot e_x;$$

$e_x$  = proiezione su x della distanza tra il baricentro del pilastro e il baricentro della palificata;

$e_y$  = proiezione su y della distanza tra il baricentro del pilastro e il baricentro della palificata;

$r_x$  = proiezione su x della distanza tra il baricentro della palificata e il baricentro del palo su cui si vuole calcolare l'azione  
 (analogamente per y);

$J_p$  = momento polare della palificata =  $J_x + J_y$  I tagli non vengono poi utilizzati dal programma, ma vengono riportati per ogni palo per consentire all'utente di procedere alla verifica del palo.

**Calcolo dell'armatura del plinto:**

Il calcolo dell'armatura del plinto viene condotto come indicato nel COLOMBO, Manuale dell'Ingegnere

$$A_{radiale} = \frac{N_{palo}}{\sigma_{samm}} \frac{i}{2h_{pl} \sin(180^\circ / n_{pal})}$$

$$A_{perimetrali} = \frac{N_{palo}}{\sigma_{samm}} \frac{i}{h_{pl} (2 \sin(180^\circ / n_{pal}))^2}$$

Con:

$N_{palo}$  = azione assiale alla testa del palo (calcolata precedentemente);

$h_{pl}$  = altezza totale del plinto (dalla base del pilastro all'attacco del palo).

#### 6.4.4 Platee

Per quanto concerne la verifica delle palte, si fa ricorso alla sezione "3D" del software, che esegue l'analisi della struttura tramite metodo di calcolo agli elementi finiti, ovvero mediante la costruzione di un modello matematico costituito da un numero definito di elementi discreti, per ognuno dei quali è stata definita analiticamente una relazione tra forze e spostamenti.

Da queste relazioni il programma assembla quindi la matrice di rigidezza e calcola la risposta dell'intera struttura.

##### Caratteristiche del modello

Ogni platea, realizzata con materiali caratterizzati da comportamento perfettamente elastico, è modellata con la tipologia di elemento finito **tipo shell** (elemento finito tipo QF46) per elementi aventi proprietà riconducibili ad un comportamento bidimensionale.

Il tipo di elemento utilizzato può lavorare in regime membranale e flessionale e, grazie alla linearità del sistema, i due effetti possono essere considerati separatamente.

L'elemento finito QF46 utilizzato è isoparametrico, basato sulla teoria dei gusci secondo Mindlin-Reissner. E' adatto sia per gusci spessi che sottili, non contiene modi spuri, consente di valutare i tagli fuori piano e può degenerare in un triangolo. Tutte le componenti del tensore delle deformazioni sono integrate nel piano medio con ordine di integrazione gaussiana 2 x 2. Per maggiori dettagli si può fare riferimento al manuale di Xfinest.

##### Tipologie di analisi svolte dal software

La scelta del metodo di analisi è effettuata dal progettista a seconda delle prescrizioni previste dalla normativa. Tali prescrizioni dipendono in generale dalla destinazione d'utilizzo della struttura, dalla forma in pianta e dallo sviluppo in altezza della stessa, nonché dalla zona sismica di riferimento.

Il software esegue i seguenti metodi di analisi:

- **Analisi statica.**

La struttura è soggetta a carichi statici, distribuiti o concentrati, applicati alle aste, ai nodi o agli elementi shell. L'equazione risolvente in tal caso ha la seguente forma:

$$\mathbf{F} = \mathbf{K} \mathbf{x}$$

dove:

F è il vettore dei carichi agenti sulla struttura

K è la matrice di rigidezza

x è il vettore di spostamenti e rotazioni (gradi di libertà del sistema).

- **Analisi sismica statica.**

Se la struttura possiede le caratteristiche previste dalla normativa, l'azione del sisma può essere modellata con un sistema di forze di piano equivalenti, valutate e assegnate in funzione della rigidezza degli elementi. La precedente diventa pertanto:

$$\mathbf{F} + \mathbf{F}_s = \mathbf{K} \mathbf{x}$$

dove:

F<sub>s</sub> è il vettore dei carichi sismici equivalenti agenti sulla struttura, valutati in base alle relative norme di riferimento.

- **Analisi sismica dinamica modale.**

In questo caso il programma valuta un comportamento inerziale della struttura, attribuendo un'accelerazione al sistema di riferimento terreno, secondo uno spettro sismico previsto dalla normativa in funzione della classificazione del territorio e altri parametri.

$$\mathbf{M} \ddot{\mathbf{x}} + \mathbf{K} \mathbf{x} = - \mathbf{M} \mathbf{u}$$

dove:

M è la matrice di massa della struttura

K è il vettore delle accelerazioni sismiche applicate al terreno

u è il vettore delle accelerazioni imposte

Gli effetti dinamici dovuti al comportamento inerziale della struttura e l'effetto dei carichi statici vengono successivamente combinati, secondo opportuni coefficienti stabiliti dalla norma.

#### **Formulazione del metodo**

Il software esegue il calcolo ad elementi finiti formulando un'analisi di tipo lineare. In questo caso la matrice di rigidità non varia durante lo sviluppo dell'analisi, considerando l'approssimazione per piccoli spostamenti. Sotto tali ipotesi valgono i seguenti benefici:

- Vale il principio di sovrapposizione degli effetti.
- Non influisce la sequenza di applicazione dei carichi sulla struttura.
- La precedente storia di carico della struttura non ha alcuna influenza, pertanto gli sforzi residui possono essere trascurati.

L'applicazione del principio di sovrapposizione degli effetti permette di considerare indipendentemente le ipotesi di carico elementari, per poi combinarle secondo opportuni coefficienti di partecipazione. In questo modo è possibile calcolare la risposta come una combinazione lineare di carichi elementari, rendendo il processo di analisi estremamente efficiente. Le non linearità trascurate in questo tipo di analisi sono le seguenti:

- Non linearità dovuta a effetti geometrici. Grandi spostamenti e rotazioni possono introdurre significativi cambiamenti di forma e orientamento, variando drasticamente la rigidità totale della struttura.
- Non linearità delle caratteristiche dei materiali, legate al legame costitutivo o a eventuali anisotropie.
- Non linearità delle condizioni di vincolo.
- Non linearità dei carichi. La direzione di applicazione può variare in funzione della deformata della struttura.

#### **Metodo di risoluzione del problema dinamico**

La risoluzione del problema dinamico a  $n$  gradi di libertà si basa su un **metodo di sovrapposizione modale**.

Tale metodo permette di trasformare un sistema di equazioni accoppiate a un sistema di equazioni disaccoppiate, utilizzando le proprietà di ortogonalità di auto valori e auto valori, ovvero i modi di vibrare della struttura. Lo studio della struttura non necessita dell'estrazione di tutti gli auto valori, ma solo di una parte significativa di essi, secondo limiti previsti dalle norme. Il metodo utilizzato dal software per l'estrazione degli auto valori è il metodo di Lanczos, adatto anche per matrici non simmetriche a termini complessi. Nel calcolo della risposta sismica i contributi derivanti dai singoli modi sono combinati secondo il metodo CQC, che consente di tener conto delle singole componenti modali  $X_k$ , ottenute da una combinazione quadratica delle componenti  $X_{kj}$  secondo opportuni coefficienti.

#### **Metodi di verifica svolti dal software**

TRAVILOG TITANIUM è in grado di eseguire analisi di sezioni e di verificare il comportamento delle strutture secondo due metodi principali di verifica:

##### **Tensioni ammissibili.**

I carichi sono applicati alla struttura con il loro valore nominale. Le tensioni caratteristiche dei materiali vengono divise per opportuni coefficienti ottenendo delle tensioni massime a cui potranno lavorare i materiali stessi. Tali tensioni risultano al di sotto del limite elastico convenzionale.

##### **Stati limite.**

Le tensioni caratteristiche dei materiali vengono divise per dei coefficienti di sicurezza ottenendo dei valori limite in campo plastico. I carichi di esercizio, accidentali o permanenti vengono incrementati secondo opportuni coefficienti definiti dalla normativa (vedi in seguito).

Il programma valuta diverse condizioni di stato limite:

- **Stato limite ultimo.** La normativa prevede in questo caso che la struttura sia soggetta in condizioni straordinarie a carichi che possano causare il collasso della stessa, quali ad esempio l'evento sismico.
- **Stato limite di esercizio.** Anche in questo caso il calcolo della struttura è effettuato incrementando i carichi secondo opportuni coefficienti. A differenza del caso precedente però la struttura è soggetta a carichi in condizioni di esercizio, sotto l'azione dei quali devono prodursi deformazioni controllate, che non impediscano il funzionamento previsto. Esistono tre diverse condizioni di esercizio: **Rara, Frequente, Quasi permanente**.

- **Stato limite di danno.** E' il caso in cui la struttura è soggetta a forze di natura sismica. La verifica al danno è da effettuarsi sugli spostamenti.

La scelta dell'uno o dell'altro metodo dipende dalle prescrizioni previste dalle normative vigenti.

### Sistemi di riferimento

Il programma possiede 2 diversi tipi di sistema di riferimento:

- **Riferimento globale.**

Il sistema di riferimento è definito da una terna cartesiana destrorsa, valido per tutti gli elementi della struttura e non dipende dal particolare orientamento di parti di essa.

I vincoli esterni, le reazioni vincolari e gli spostamenti nodali calcolati sono riferiti alla terna globale



La terna di riferimento globale

- **Riferimento locale.**

In questo caso il sistema di riferimento è ancora definito da una terna cartesiana destrorsa, l'orientamento del quale varia elemento per elemento. Le azioni interne sono sempre riferite alla terna locale

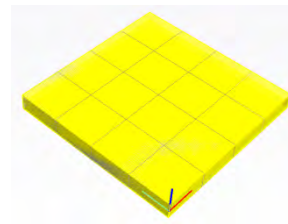
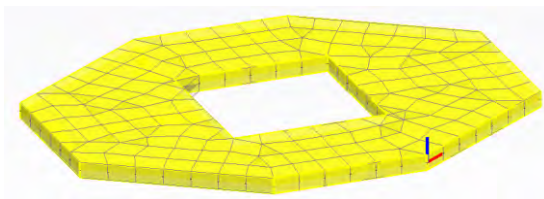
- **Riferimento locale per gli elementi shell.**

Per gli elementi bidimensionali TRAVILOG TITANIUM 4 trasforma le azioni interne in un unico sistema di riferimento.

Il riferimento adottato dipende da come vengono costruiti i macro elementi dai quali verrà generata automaticamente la mesh di calcolo:

- Elemento poligonale.

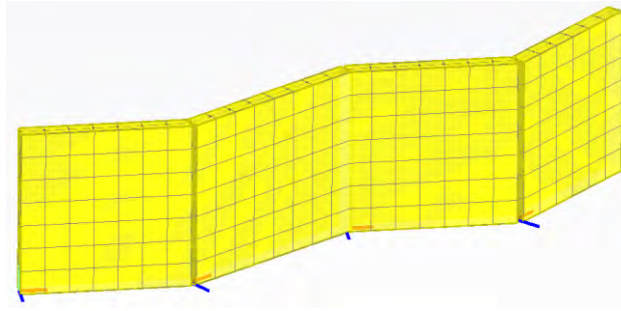
Si tratta di un macro elemento poligonale o quadrangolare a mesh regolare. La terna locale è così definita:  
asse X locale (rosso) con origine nel primo nodo cliccato e in direzione primo nodo – secondo nodo. Asse Y locale (verde) ortogonale a X locale, complanare all'elemento ed in direzione del terzo nodo. Asse Z locale (blu) ortogonale al macro elemento.  
Per questo tipo di elemento è anche possibile definire fori poligonali. La mesh può essere generata manualmente (solo per elementi quadrangolari) o automaticamente.



Esempi terna locale elemento poligonale ed elemento quadrangolare

- Elemento estruso (Muro o Nucleo):

Si tratta di un macro elemento a mesh regolare generato per estrusione in direzione delle forze peso a partire da una traccia. Per ciascuna faccia piana la terna locale è definita nel seguente modo: Asse locale X (rosso) lungo i nodi della traccia. Asse locale Y (verde) diretto come la direzione di estrusione. Asse locale Z (blu) ortogonale alla faccia a formare una terna destra con X e Y.

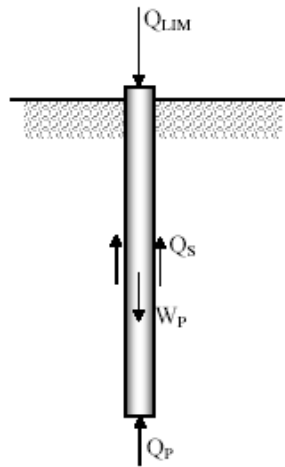


*Esempio terne locali elemento nucleo estruso*

## 6.4.5 Pali

### 6.4.5.a verifica della capacità portante "verticale"

I calcoli per la definizione della capacità portante del terreno fondale si basano sugli assunti classici della geotecnica e fanno riferimento al seguente schema:



Concettualmente, il palo è un corpo cilindrico che oppone resistenza alla penetrazione nel terreno mediante tensioni tangenziali di attrito e/o di aderenza sulla superficie laterale e tensioni di compressione alla base.

Le tensioni tangenziali si sviluppano per uno scorrimento relativo tra la superficie laterale del palo e il terreno circostante, in parte dovuto alla traslazione rigida e in parte alla compressione assiale del palo, mentre le tensioni di compressione alla base si sviluppano per un cedimento della base.

Immaginando di applicare un carico verticale progressivamente crescente alla sommità del palo. Inizialmente, ovvero se il carico è piccolo, l'equilibrio è garantito solo da tensioni tangenziali nella parte superiore del palo, poi, al crescere dell'intensità della forza, la deformazione del palo si propaga verso il basso e iniziano i cedimenti della base del palo.

Oltre un certo valore del carico gli scorrimenti relativi tra la superficie laterale del palo e il terreno circostante sono tali da avere prodotto la completa mobilitazione delle tensioni tangenziali d'interfaccia, mentre vi è ancora un margine di crescita delle tensioni di compressione alla base.

Indicando con  $Q_S$  la risultante delle tensioni di attrito e/o di aderenza laterale e con  $Q_P$  la risultante delle tensioni di compressione alla base, quanto sopra detto comporta che, il carico applicato sulla sommità del palo è inizialmente equilibrato solo da  $Q_S$ .

All'aumentare del carico applicato,  $Q_S$  cresce e si sposta verso il basso, poiché vengono interessati anche i livelli di terreno più profondi. Comincia a traslare anche la base e quindi nascono tensioni di compressione alla base, ovvero  $Q_P$ . Poi  $Q_S$  non cresce più (e semmai decresce), ma aumenta  $Q_P$ , fino alle condizioni di equilibrio ultime.

La forza  $Q_S$  è la risultante delle tensioni di attrito e/o di aderenza, le quali dipendono dall'interazione tra la superficie laterale del palo e un determinato spessore di terreno deformato.

La forza  $Q_P$  invece è la risultante delle tensioni di compressione alla base del palo, le quali dipendono da un volume di terreno deformato, che si estende al di sopra e al di sotto della base del palo e le cui dimensioni sono funzione del diametro del palo.

Nella pratica si rileva che la completa mobilitazione della resistenza laterale ( $Q_S$ ) si ha per spostamenti del palo di 6-10 mm indipendentemente dal diametro, mentre la completa mobilitazione della resistenza di punta ( $Q_P$ ) si ha per spostamenti pari a circa l'8% del diametro per pali infissi e pari a circa il 25% del diametro per pali trivellati.

La capacità portante per carico verticale di un palo isolato può essere valutata in diversi modi:

- con formule statiche,
- con formule dinamiche,
- dai risultati di prove penetrometriche statiche e dinamiche,

- dai risultati di prove di carico,

ma nel caso in oggetto, ci si riferisce alla formula statica forse più conosciuta e semplice, ossia quella ideata da Terzaghi nella formulazione per terreni incoerenti ( $C = 0$  e  $\phi > 0$ ).

In tal caso, la stima della capacità portante per carico verticale di un palo isolato  $Q_{LIM}$  mediante formule statiche è ottenuta valutando i valori massimi mobilizzabili, in condizioni di equilibrio limite, della resistenza laterale  $Q_S$  e di quella di punta  $Q_P$ , ossia:

$$Q_{LIM} + W_P = Q_S + Q_P \quad (1)$$

essendo  $W_P$  il peso proprio del palo e sotto le seguenti ipotesi semplificative:

- il carico limite del sistema palo terreno è condizionato dalla resistenza del terreno e non da quella del palo;
- il palo è un corpo cilindrico rigido;
- i termini di capacità portante per attrito e/o aderenza laterale  $Q_S$  e di capacità portante di punta  $Q_P$  non si influenzano reciprocamente e possono essere determinati separatamente.

Secondo la formulazione classica del Terzaghi:

$$Q_P = \gamma \times L \times N_q \times A_b$$

essendo:

- $\gamma$  = peso in volume del terreno naturale
- $L$  = lunghezza di infissione del palo
- $N_q$  = fattore di capacità portante
- $A_b$  = area di base del palo

$$Q_S = \pi \times d \times L \times f_0$$

essendo:

- $d$  = diametro del palo
- $L$  = lunghezza di infissione del palo
- $f_0$  = resistenza allo scorrimento del sistema palo/terreno

$$W_P = \gamma_{CLS} \times L \times A_b$$

essendo:

- $\gamma_{CLS}$  = peso in volume del calcestruzzo del palo
- $L$  = lunghezza di infissione del palo
- $A_b$  = area di base del palo

Pertanto l'equazione (1) diverrebbe:

$$Q_{LIM} = (\pi \times d \times L \times f_0) + (\gamma \times L \times N_q \times A_b) - (\gamma_{CLS} \times L \times A_b) \quad (2)$$

Una parziale revisione del metodo, è stata introdotta di recente dal prof. Meardi (allievo del Terzaghi), che ha sostituito il parametro di resistenza allo scorrimento  $f_0$  (ottenuto dal Terzaghi per via sostanzialmente empirica) con la correlazione matematica  $f_0 = \gamma_{CLSx} \times h_M \times \tan\phi$ , dove  $h_M$  è l'altezza alla mezzeria del palo e  $\phi$  è l'angolo di attrito interno del terreno attraversato dal palo.

Con la correzione Meardi, la formula (2) diverrebbe:

$$Q_{LIM} = (\pi \times d \times L \times \gamma_{CLSx} \times h_M \times \tan\phi) + (\gamma \times L \times N_q \times A_b) - (\gamma_{CLS} \times L \times A_b) \quad (3)$$

Poiché la pratica sul campo ha evidenziato una leggera sovrastima per la versione Terzaghi ed una corrispondente sottostima per la versione Meardi del valore effettivi di  $Q_{LIM}$ , è prassi comune definire il  $Q_{LIM}$  di progetto come media aritmetica tra i 2 valori ottenuti con le formulazioni (2) e (3):

#### 6.4.5.b efficacia dei pali in gruppo

La distanza fra i pali di un gruppo dovrebbe essere compresa tra 3 e 5 volte il diametro, in quanto -a causa dell'interazione fra i pali costituenti un gruppo- il comportamento di un palo del gruppo, sia in termini di rigidità sia in termini di resistenza, non è eguale al comportamento del palo isolato.

L'interazione fra i pali del gruppo dipende da molti fattori, i principali dei quali sono la distanza fra i pali, le modalità di messa in

opera dei pali, la natura del terreno di fondazione, l'entità dei carichi applicati, il tempo.

Si definisce **efficienza** del gruppo di pali il rapporto tra il carico limite del gruppo  $Q_{LIM,G}$  e la somma dei carichi limite dei singoli pali che lo compongono:

$$E_G = \frac{Q_{LIM,G}}{\sum Q_{LIM}}$$

L'efficienza del gruppo può essere maggiore, eguale o minore di 1, ma la Normativa impone di assegnare a  $E_G$  valori non superiori ad 1.

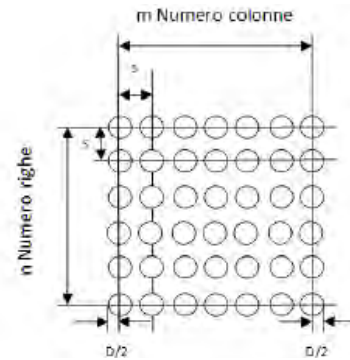
Valori orientativi dell'efficienza di un gruppo di pali in terreni incoerenti sono indicati nella seguente tabella:

Tipo di palo	$v/D$	$E_G$
infisso	< 6	> 1 (si assume = 1)
trivellato	< 6	0,67 - 1
qualsiasi	> 6	1

$E_G$  può essere calcolata anche con la formula –normalmente reperibile in letteratura di Converse-Labarre:

$$E_G = 1 - \theta \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90m \cdot n}$$

dove m, n e D sono indicati nella figura sottostante, e  $\theta = \arctan(D/s)$ , anche se l'efficacia di tale formula è limitata a disposizioni rettangolari delle palificate.



#### 6.4.5.c verifica della capacità portante "laterale"

Nell'ipotesi di un palo di lunghezza sufficientemente limitata da evitare la formazione di cerniere plastiche lungo il fusto, l'equazione che fornisce il valore della capacità portante limite nei confronti dei carichi orizzontali è:

$$H = 1.5 (L/d)^2 \times (K_p \gamma d^3)$$

Dove:

- L è la lunghezza complessiva del palo
- D il suo diametro
- $K_p$  il coefficiente disposta passiva (calcolato secondo la teoria di Coulomb)
- $\gamma$  il peso di volume naturale del terreno entro cui il palo è infisso (semplificato mono strato)

Specificando che, affinché le ipotesi iniziali siano verificate, occorre che:

1. il palo sia impossibilitato di ruotare in testa in quanto vincolato da un manufatto di fondazione rigido
2. il momento complessivo cui è sottoposto il palo, sia inferiore al momento di plasticizziamone semplice di un'asta supposta incernierata ai 2 estremi, il cui valore è dato da:  $M_{plast} = (L/d)^3 \times (K_p \gamma d^4)$

#### 6.4.5.d verifica di stabilità globale del palo

Il singolo micropalo è un elemento strutturale di notevole snellezza, appare quindi opportuno verificare la stabilità dell'equilibrio elastico dell'elemento immerso nel terreno.

Come schema di calcolo si assume, a favore di sicurezza, che il fusto sia incernierato in testa, nella fondazione, e nel bulbo e si suppone, inoltre, che il micropalo sia infisso in un mezzo elastico.



Il carico critico viene determinato con la seguente relazione:

$$P_k = \frac{\pi^2 \times E \times J}{L^2} \times \left( m^2 + \frac{\beta \times L^4}{m^2 \times \pi^4 \times E \times J} \right)$$

Avendo indicato con:

$P_k$  = Carico critico.

$E$  = Modulo di elasticità dell'acciaio.

$J$  = Momento d'inerzia della sezione reagente.

$L$  = Lunghezza tra due estremità del micropalo supposte vincolate.

$\beta$  =  $k_w \times D_p$  = Modulo di reazione del terreno per unità di spostamento laterale.

$m$  = Numero (intero) di semionde di inflessione del fusto.

$D_p$  = Diametro di perforazione =  $1,25 \times d_{palo}$ .

$K_w$  = Modulo di Winkler.

#### **6.4.6 altri strumenti a supporto del calcolo**

Al fine dell'impiego delle formule della geotecnica classica, a supporto del calcolo si impiegano vari fogli di calcolo, sviluppati su base Microsoft® Excel®, in parte autoprodotti ed in parte reperiti tramite lo staff del portale dei geologi italiani, oltre ad alcuni software commerciali che sviluppano la teoria dei vari autori (in particolare sul calcolo della capacità portante dei terreni), come:

- sezione "Geotecnica" del programma Sol.Sba.S 2012 edito da Grafill s.p.a.
- programma Brinch-Hansen 3.0 dell'ing. F. Iacobelli (edito anche da ECP editore)
- programma Cedimento Bussinesq 3.0 dell'ing. A. Ferrari

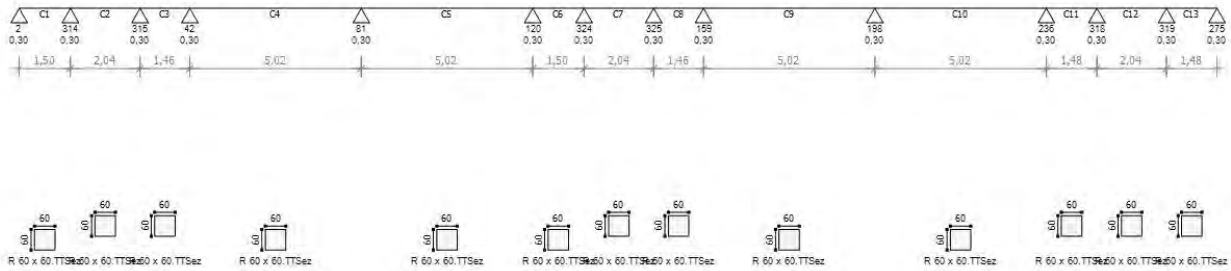
## **7.**

# **CALCOLO STR: azioni e sollecitazioni**

## 7.1 CORDOLO LATERALE

Nome Trave: Tf1_1_6	Lunghezza totale: 35,00 m
Numero di campate: 13	Numero di appoggi: 14
Materiale della sezione: C25/30	Materiale per l'armatura: B450C

### Schema statico



### Geometria

Nome	Campata		Caratteristiche della sezione			
	Lunghezza [m]	Sezione	B max [cm]	H max [cm]	Area A [cm <sup>2</sup> ]	Inerzia I [cm <sup>4</sup> ]
C1	1,48	R 60 x 60.TTSez	60,0	60,0	3.600,0	1.080.000,0
C2	2,04	R 60 x 60.TTSez	60,0	60,0	3.600,0	1.080.000,0
C3	1,48	R 60 x 60.TTSez	60,0	60,0	3.600,0	1.080.000,0
C4	5,00	R 60 x 60.TTSez	60,0	60,0	3.600,0	1.080.000,0
C5	5,00	R 60 x 60.TTSez	60,0	60,0	3.600,0	1.080.000,0
C6	1,48	R 60 x 60.TTSez	60,0	60,0	3.600,0	1.080.000,0
C7	2,04	R 60 x 60.TTSez	60,0	60,0	3.600,0	1.080.000,0
C8	1,48	R 60 x 60.TTSez	60,0	60,0	3.600,0	1.080.000,0
C9	5,00	R 60 x 60.TTSez	60,0	60,0	3.600,0	1.080.000,0
C10	5,00	R 60 x 60.TTSez	60,0	60,0	3.600,0	1.080.000,0
C11	1,48	R 60 x 60.TTSez	60,0	60,0	3.600,0	1.080.000,0
C12	2,04	R 60 x 60.TTSez	60,0	60,0	3.600,0	1.080.000,0
C13	1,48	R 60 x 60.TTSez	60,0	60,0	3.600,0	1.080.000,0

### Appoggi e vincoli

Nome	Larghezza [m]	Tipo di Vincolo	Parametro caratteristico
	0,30	-	-
	0,30	-	-
	0,30	-	-
	0,30	-	-
	0,30	-	-
	0,30	-	-
	0,30	-	-
	0,30	-	-
	0,30	-	-
	0,30	-	-
	0,30	-	-
	0,30	-	-
	0,30	-	-
	0,30	-	-
	0,30	Appoggio	Ridistribuzione 0,0 %

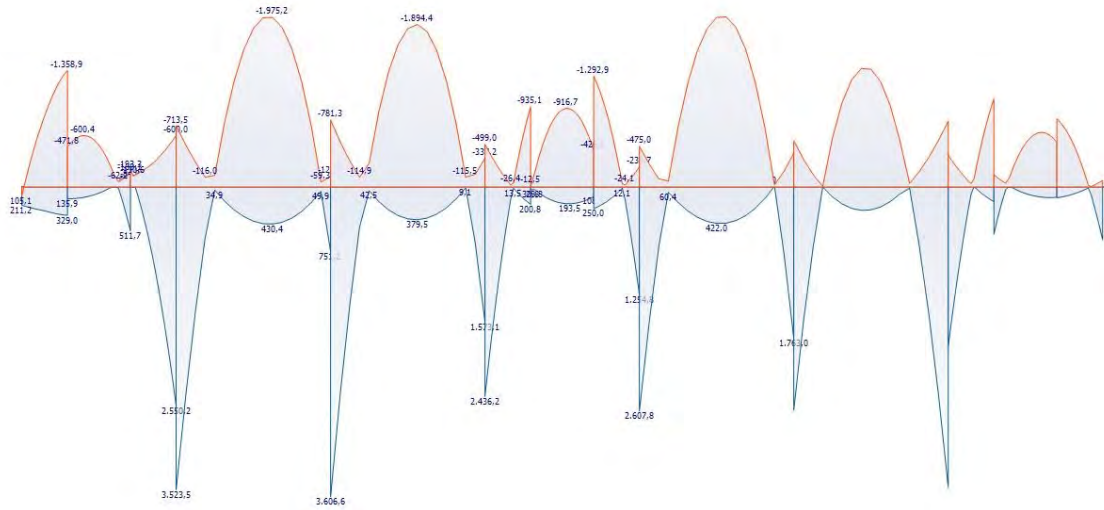
### Carichi agenti

Campata	Tipo di carico	Categoria	Ascissa [m]	Val. iniz. P1	Lung. [m]	Val. fin. P2
C1	Carico distribuito asse Y globale	Peso proprio	0,00	900,0 kg/m	1,48	900,0 kg/m
C2	Carico distribuito asse Y globale	Peso proprio	0,00	900,0 kg/m	2,04	900,0 kg/m
C3	Carico distribuito asse Y globale	Peso proprio	0,00	900,0 kg/m	1,48	900,0 kg/m
C4	Carico distribuito asse Y globale	Peso proprio	0,00	900,0 kg/m	5,00	900,0 kg/m
C5	Carico distribuito asse Y globale	Peso proprio	0,00	900,0 kg/m	5,00	900,0 kg/m
C6	Carico distribuito asse Y globale	Peso proprio	0,00	900,0 kg/m	1,48	900,0 kg/m
C7	Carico distribuito asse Y globale	Peso proprio	0,00	900,0 kg/m	2,04	900,0 kg/m
C8	Carico distribuito asse Y globale	Peso proprio	0,00	900,0 kg/m	1,48	900,0 kg/m
C9	Carico distribuito asse Y globale	Peso proprio	0,00	900,0 kg/m	5,00	900,0 kg/m
C10	Carico distribuito asse Y globale	Peso proprio	0,00	900,0 kg/m	5,00	900,0 kg/m
C11	Carico distribuito asse Y globale	Peso proprio	0,00	900,0 kg/m	1,48	900,0 kg/m
C12	Carico distribuito asse Y globale	Peso proprio	0,00	900,0 kg/m	2,04	900,0 kg/m
C13	Carico distribuito asse Y globale	Peso proprio	0,00	900,0 kg/m	1,48	900,0 kg/m

# Sollecitazioni agenti - Combinazione SLU

## Diagramma del Momento Flettente

SLU - Momento Flettente [kg m]

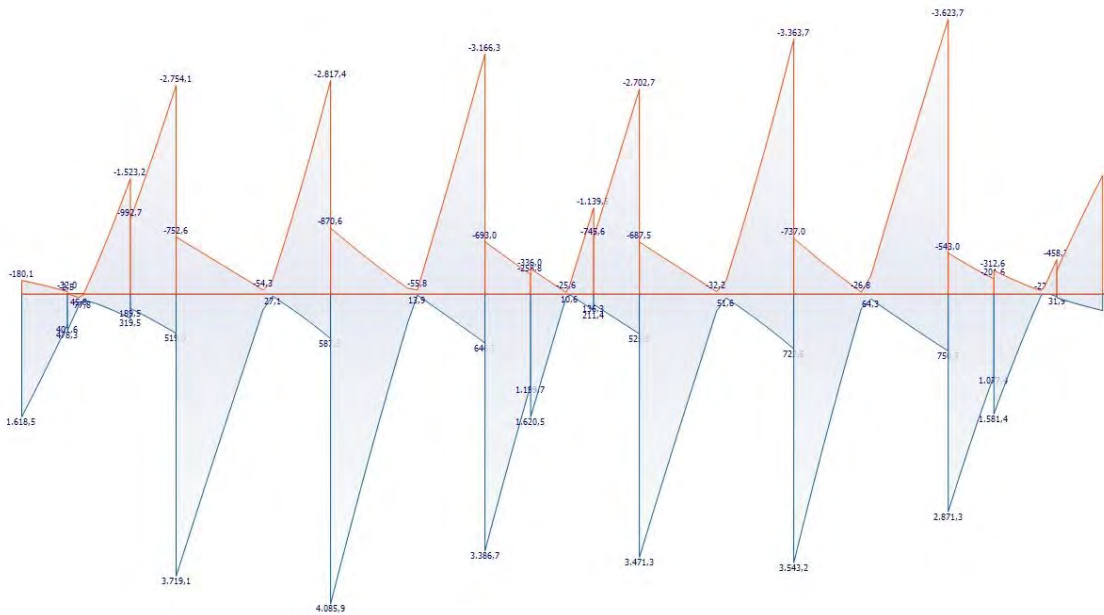


Momento massimo

Momento minimo

## Diagramma del Taglio

SLU - Taglio [kg]



Taglio massimo

Taglio minimo

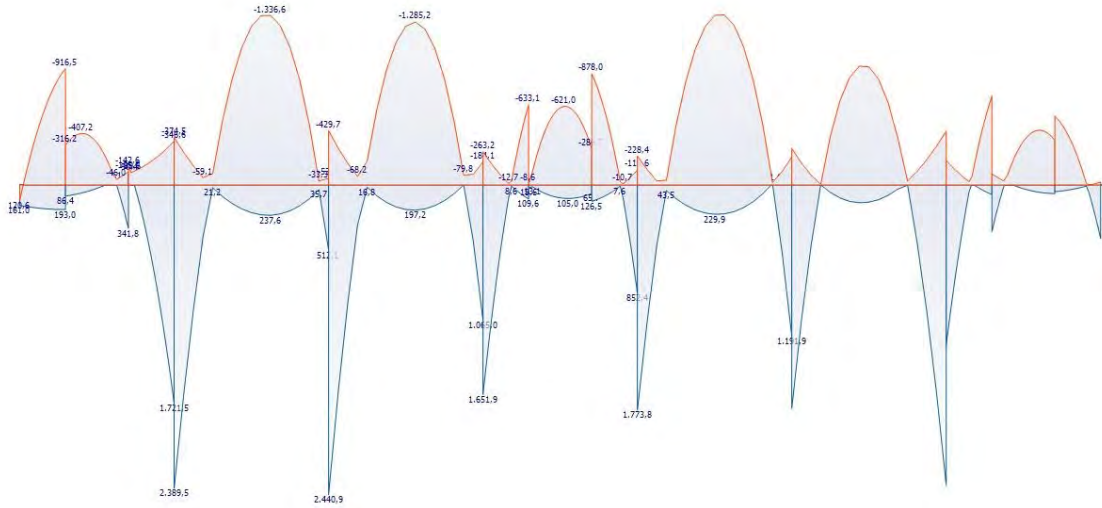
## Azioni

Campata	Ascissa [m]	Momento Max [kg m]	Momento Min [kg m]	Taglio Max [kg]	Taglio Min [kg]
	0	211,2	105,1	1.618,5	-180,1
	1,48	329,0	-1.358,9	401,6	-32,0
	0	135,9	-471,8	478,3	-2,5
C2	1,53	-22,0	-600,4	0,0	0,0
	2,04	511,7	-160,1	319,5	-1.523,2
	0	-84,0	-193,3	189,5	-992,7
C3	1,53	0,0	-130,6	0,0	0,0
	1,48	2.550,2	-600,0	519,0	-2.754,1
	0	3.523,5	-713,5	3.719,1	-752,6
C4	3,13	430,4	-1.975,2	0,0	0,0
	5,00	751,2	-122,9	587,3	-2.817,4
	0	3.606,6	-781,3	4.085,9	-870,6
C5	2,81	379,5	-1.894,4	0,0	0,0
	5,00	1.573,1	-337,2	646,7	-3.166,3
	0	2.436,2	-499,0	3.386,7	-693,0
C6	0,92	13,5	-26,4	0,0	0,0
	1,48	200,8	-935,1	1.199,7	-258,8
	0	30,6	-12,5	1.620,5	-336,0
C7	1,28	193,5	-916,7	0,0	0,0
	2,04	108,5	-426,1	211,4	-1.139,5
	0	250,0	-1.292,9	136,3	-745,6
C8	0,92	12,1	-24,1	0,0	0,0
	1,48	1.254,8	-238,7	525,5	-2.702,7
	0	2.607,8	-475,0	3.471,3	-687,5
C9	2,50	422,0	-1.981,9	0,0	0,0
	5,00	1.763,0	-395,6	722,6	-3.363,7
	0	2.596,5	-539,1	3.543,2	-737,0
C10	2,19	271,0	-1.380,7	0,0	0,0
	5,00	3.495,9	-768,1	750,7	-3.623,7
	0	1.856,1	-371,9	2.871,3	-543,0
C11	0,83	-5,4	-40,5	0,0	0,0
	1,48	169,5	-1.030,9	1.077,4	-201,6
	0	545,8	-144,1	1.581,4	-312,6
C12	1,79	121,7	-637,1	0,0	0,0
	2,04	118,0	-521,9	31,9	-458,2
	0	123,7	-794,6	46,7	-316,6
C13	1,02	11,9	-5,1	0,0	0,0
	1,48	615,8	-78,6	217,0	-1.565,6

# Sollecitazioni agenti - Combinazione SLE rara

## Diagramma del Momento Flettente

SLE rara - Momento Flettente [kg m]

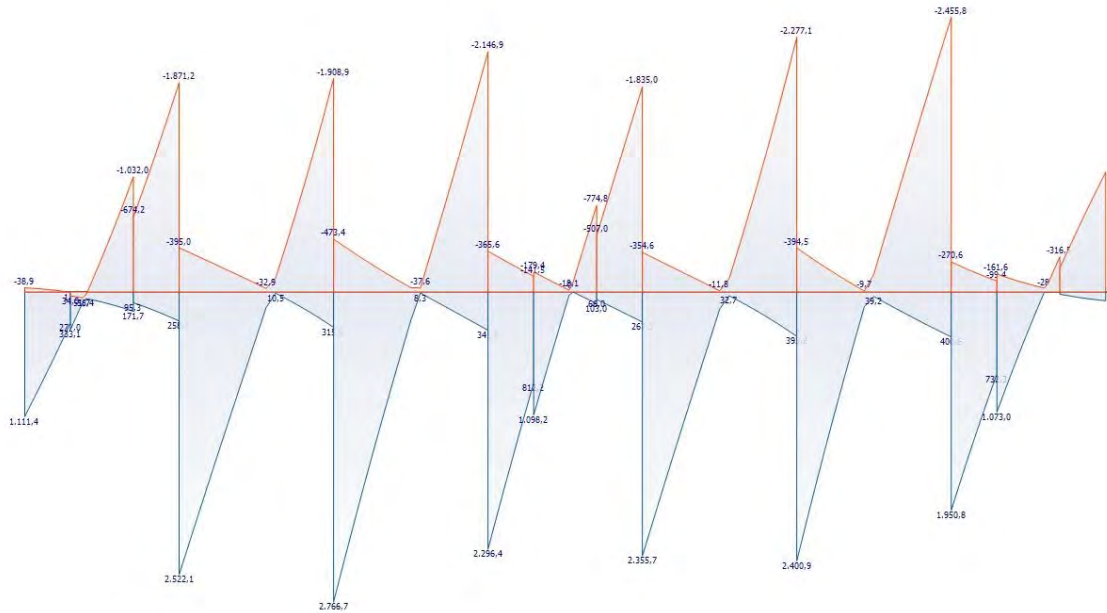


Momento massimo

Momento minimo

## Diagramma del Taglio

SLE rara - Taglio [kg]



Taglio massimo

Taglio minimo

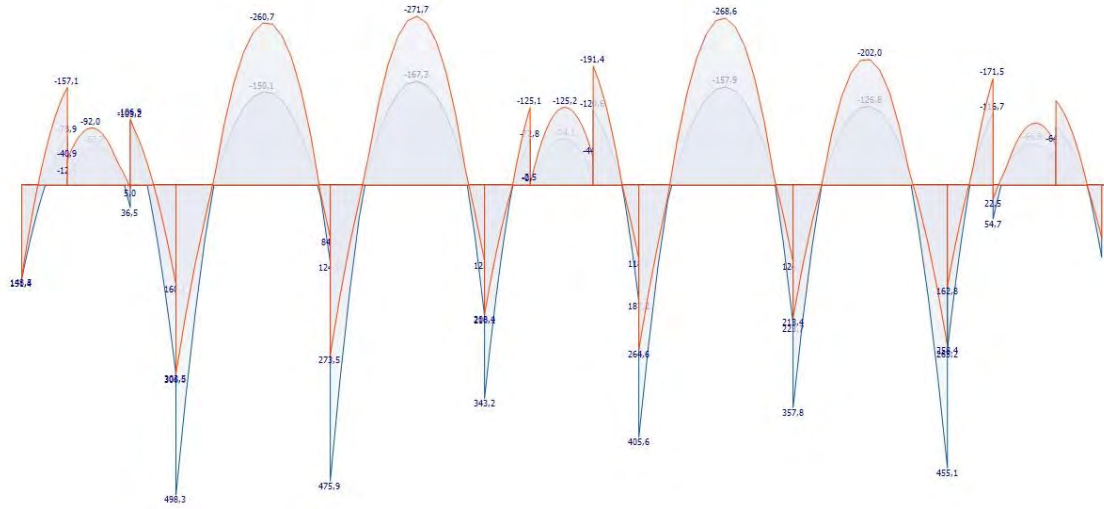
## Azioni

Campata	Ascissa [m]	Momento Max [kg m]	Momento Min [kg m]	Taglio Max [kg]	Taglio Min [kg]
	0	161,0	120,6	1.111,4	-38,9
	1,48	193,0	-916,5	277,0	1,8
	0	86,4	-316,2	333,1	34,0
C2	1,53	-29,1	-407,2	0,0	0,0
	2,04	341,8	-105,0	171,7	-1.032,0
	0	-90,4	-142,6	95,3	-674,2
C3	1,53	0,0	-99,6	0,0	0,0
	1,48	1.721,5	-346,6	258,1	-1.871,2
	0	2.389,5	-374,5	2.522,1	-395,0
C4	3,13	237,6	-1.336,6	0,0	0,0
	5,00	512,1	-53,7	315,0	-1.908,9
	0	2.440,9	-429,7	2.766,7	-473,4
C5	2,81	197,2	-1.285,2	0,0	0,0
	5,00	1.065,0	-184,1	341,1	-2.146,9
	0	1.651,9	-263,2	2.296,4	-365,6
C6	0,92	8,6	-12,7	0,0	0,0
	1,48	109,6	-633,1	812,2	-141,5
	0	19,6	-8,6	1.098,2	-179,4
C7	1,28	105,0	-621,0	0,0	0,0
	2,04	65,7	-286,7	103,0	-774,8
	0	126,5	-878,0	66,0	-507,0
C8	0,92	7,6	-10,7	0,0	0,0
	1,48	852,4	-119,6	267,3	-1.835,0
	0	1.773,8	-228,4	2.355,7	-354,6
C9	2,50	229,9	-1.342,3	0,0	0,0
	5,00	1.191,9	-222,4	395,2	-2.277,1
	0	1.759,4	-288,2	2.400,9	-394,5
C10	2,19	139,1	-937,1	0,0	0,0
	5,00	2.365,0	-425,9	400,6	-2.455,8
	0	1.259,1	-193,7	1.950,8	-270,6
C11	0,83	-12,0	-28,1	0,0	0,0
	1,48	74,1	-702,8	732,3	-99,4
	0	366,9	-88,5	1.073,0	-161,6
C12	0,51	-18,5	-433,2	0,0	0,0
	2,04	66,9	-352,6	-6,5	-316,5
	0	51,3	-542,2	18,3	-216,2
C13	1,02	8,3	2,3	0,0	0,0
	1,48	421,9	-24,1	76,6	-1.070,9

# Sollecitazioni agenti - Combinazione SLE frequente

## Diagramma del Momento Flettente

SLE freq - Momento Flettente [kg m]



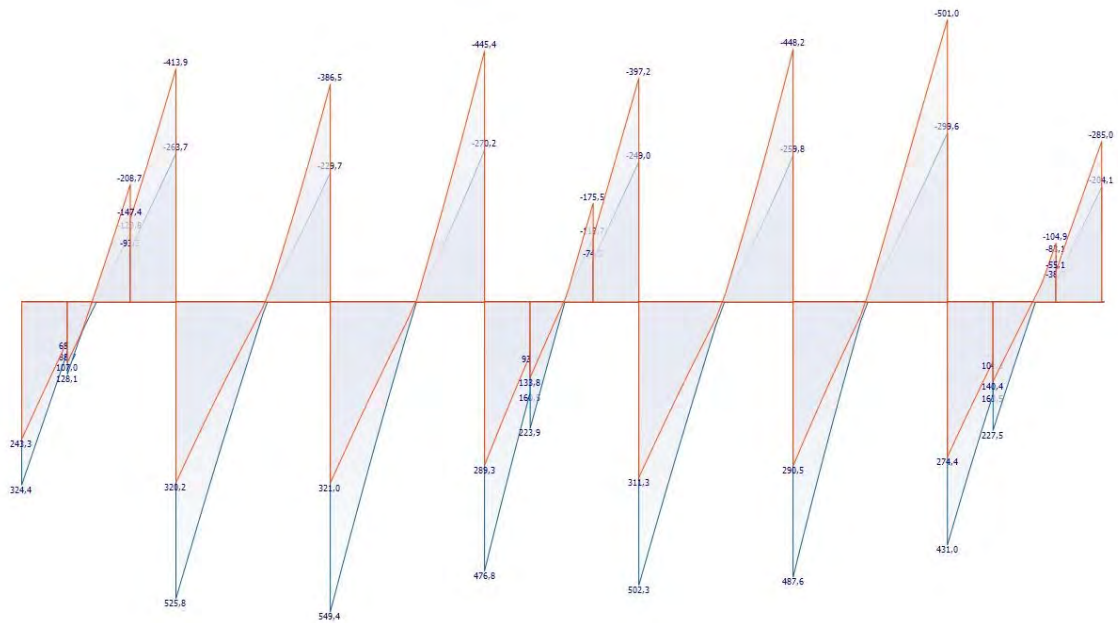
Momento massimo



Momento minimo

## Diagramma del Taglio

SLE freq - Taglio [kg]



Taglio massimo



Taglio minimo



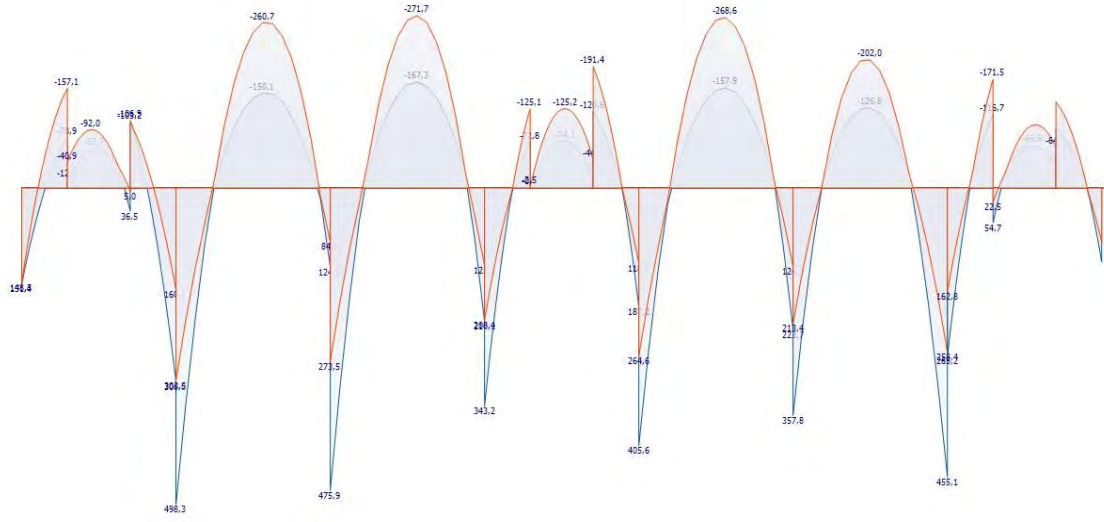
## Azioni

Campata	Ascissa [m]	Momento Max [kg m]	Momento Min [kg m]	Taglio Max [kg]	Taglio Min [kg]
	0	151,4	148,5	324,4	243,3
	1,48	-78,9	-157,1	88,7	69,4
	0	-12,6	-40,9	128,1	107,0
C2	0,89	-62,7	-92,0	0,0	0,0
	2,04	36,5	5,0	-123,8	-208,7
	0	-103,2	-106,9	-93,2	-147,4
	1,48	306,0	160,1	-263,7	-413,9
	0	498,3	303,5	525,8	320,2
C4	2,81	-150,1	-260,7	0,0	0,0
	5,00	124,6	84,6	-229,7	-386,5
	0	475,9	273,5	549,4	321,0
C5	2,81	-167,3	-271,7	0,0	0,0
	5,00	210,2	122,1	-270,2	-445,4
	0	343,2	208,4	476,8	289,3
	1,48	-72,8	-125,1	160,5	93,3
	0	-0,4	-2,5	223,9	133,8
C7	1,15	-74,1	-125,2	0,0	0,0
	2,04	-19,7	-44,7	-113,7	-175,5
	0	-120,6	-191,4	-74,5	-114,9
	1,48	187,2	118,6	-249,0	-397,2
	0	405,6	264,6	502,3	311,3
C9	2,81	-157,9	-268,6	0,0	0,0
	5,00	223,7	124,0	-259,8	-448,2
	0	357,8	213,4	487,6	290,5
C10	2,50	-126,8	-202,0	0,0	0,0
	5,00	455,1	258,4	-299,6	-501,0
	0	265,2	162,8	431,0	274,4
	1,48	-116,7	-171,5	163,5	104,9
	0	54,7	22,5	227,5	140,4
C12	1,28	-66,8	-99,8	0,0	0,0
	2,04	-35,2	-64,8	-83,1	-104,9
	0	-93,6	-135,5	-38,5	-55,1
	1,48	116,3	84,9	-204,1	-285,0

# Sollecitazioni agenti - Combinazione SLE quasi permanente

## Diagramma del Momento Flettente

SLE qp - Momento Flettente [kg m]



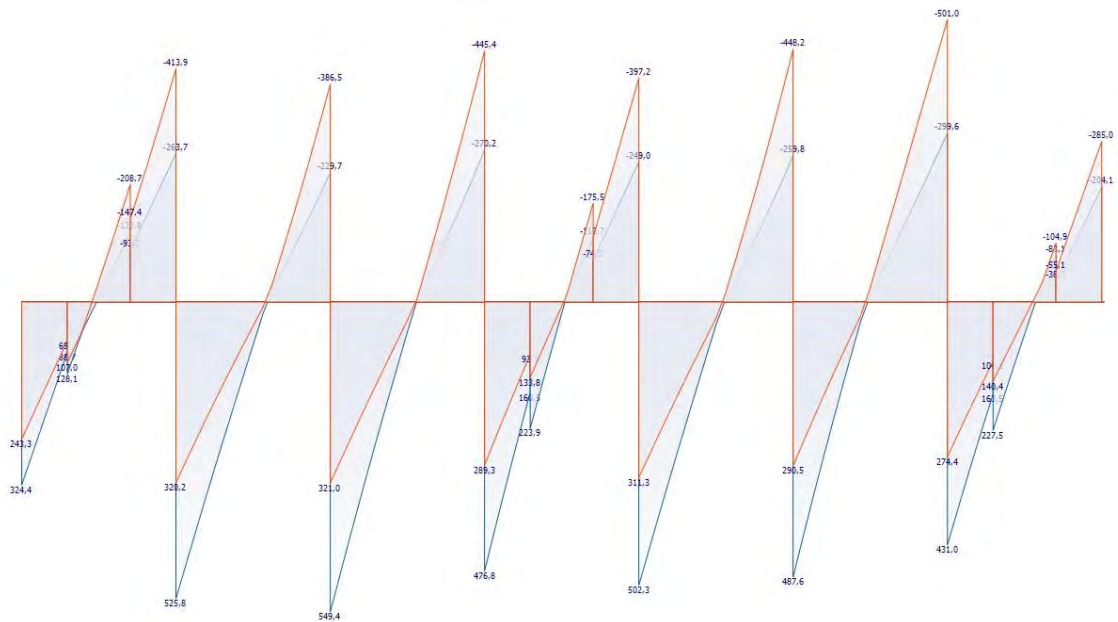
Momento massimo



Momento minimo

## Diagramma del Taglio

SLE qp - Taglio [kg]



Taglio massimo



Taglio minimo

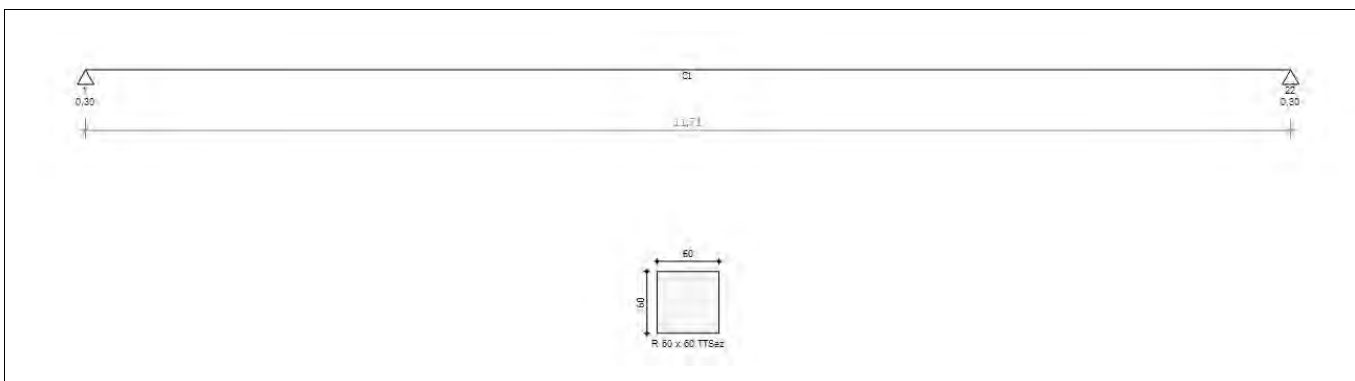
Azioni

Campata	Ascissa [m]	Momento Max [kg m]	Momento Min [kg m]	Taglio Max [kg]	Taglio Min [kg]
	0	151,4	148,5	324,4	243,3
	1,48	-78,9	-157,1	88,7	69,4
	0	-12,6	-40,9	128,1	107,0
C2	0,89	-62,7	-92,0	0,0	0,0
	2,04	36,5	5,0	-123,8	-208,7
	0	-103,2	-106,9	-93,2	-147,4
	1,48	306,0	160,1	-263,7	-413,9
	0	498,3	303,5	525,8	320,2
C4	2,81	-150,1	-260,7	0,0	0,0
	5,00	124,6	84,6	-229,7	-386,5
	0	475,9	273,5	549,4	321,0
C5	2,81	-167,3	-271,7	0,0	0,0
	5,00	210,2	122,1	-270,2	-445,4
	0	343,2	208,4	476,8	289,3
	1,48	-72,8	-125,1	160,5	93,3
	0	-0,4	-2,5	223,9	133,8
C7	1,15	-74,1	-125,2	0,0	0,0
	2,04	-19,7	-44,7	-113,7	-175,5
	0	-120,6	-191,4	-74,5	-114,9
	1,48	187,2	118,6	-249,0	-397,2
	0	405,6	264,6	502,3	311,3
C9	2,81	-157,9	-268,6	0,0	0,0
	5,00	223,7	124,0	-259,8	-448,2
	0	357,8	213,4	487,6	290,5
C10	2,50	-126,8	-202,0	0,0	0,0
	5,00	455,1	258,4	-299,6	-501,0
	0	265,2	162,8	431,0	274,4
	1,48	-116,7	-171,5	163,5	104,9
	0	54,7	22,5	227,5	140,4
C12	1,28	-66,8	-99,8	0,0	0,0
	2,04	-35,2	-64,8	-83,1	-104,9
	0	-93,6	-135,5	-38,5	-55,1
	1,48	116,3	84,9	-204,1	-285,0

## 7.2 Cordolo di testata

Nome Trave: Tf4_0_9	Lunghezza totale: 11,71 m
Numero di campate: 1	Numero di appoggi: 2
Materiale della sezione: C25/30	Materiale per l'armatura: B450C

### Schema statico



### Geometria

Nome	Campata		Caratteristiche della sezione			
	Lunghezza [m]	Sezione	B max [cm]	H max [cm]	Area A [cm <sup>2</sup> ]	Inerzia I [cm <sup>4</sup> ]
C1	11,71	R 60 x 60.TTSez	60,0	60,0	3.600,0	1.080.000,0

### Appoggi e vincoli

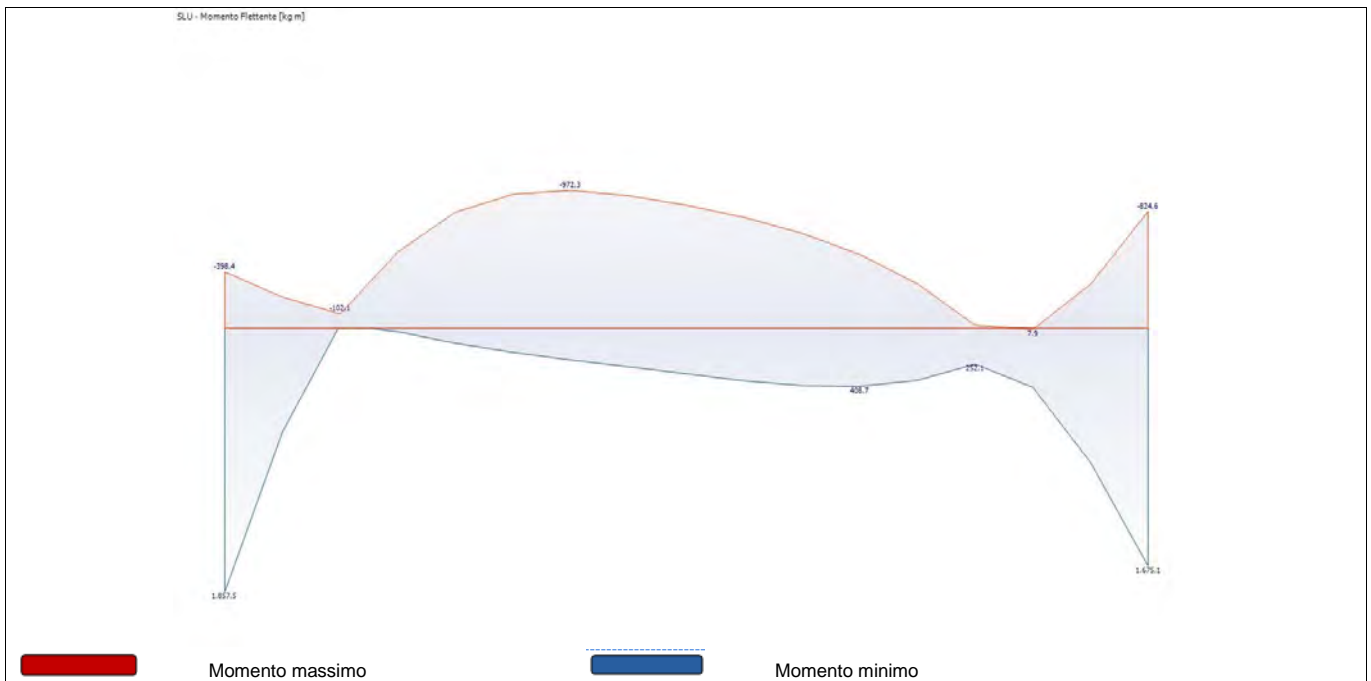
Nome	Larghezza [m]	Tipo di Vincolo	Parametro caratteristico
	0,30	-	-
	0,30	Appoggio	Ridistribuzione 0,0 %

### Carichi agenti

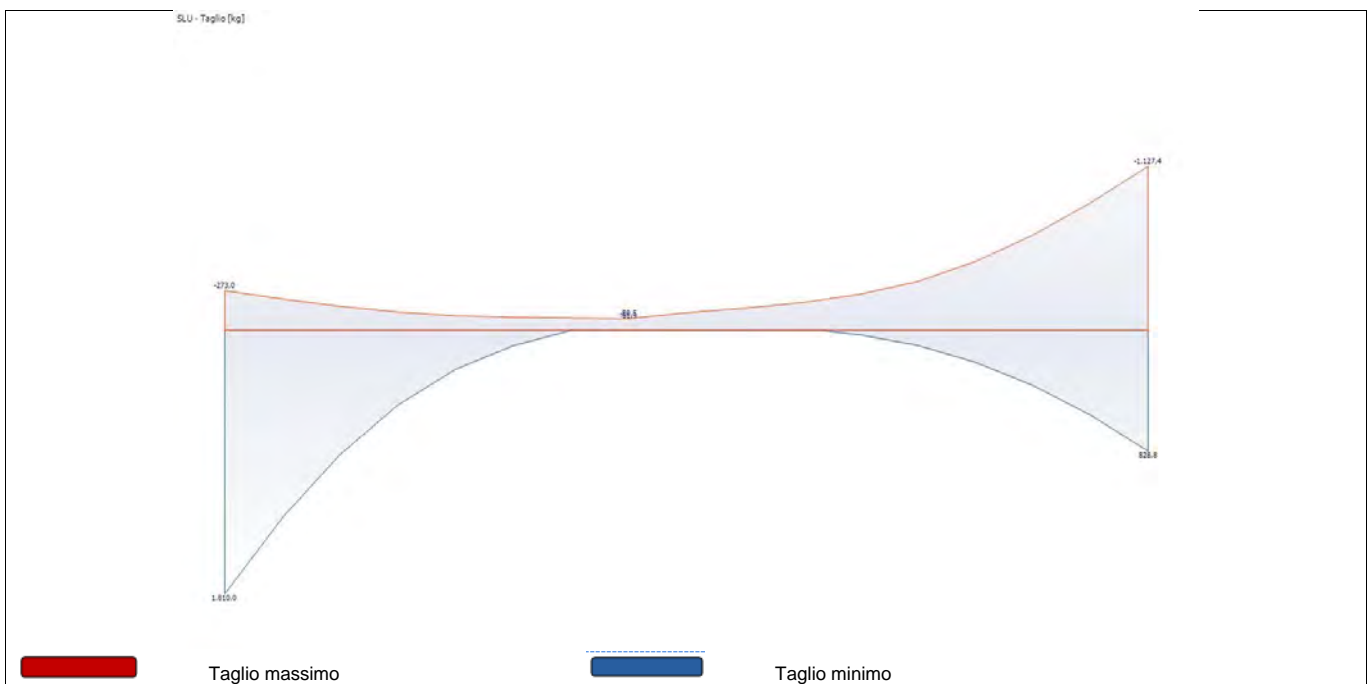
Campata	Tipo di carico	Categoria	Ascissa [m]	Val. iniz. P1	Lung. [m]	Val. fin. P2
C1	Carico distribuito asse Y globale	Peso proprio	0,00	900,0 kg/m	11,71	900,0 kg/m

# Sollecitazioni agenti - Combinazione SLU

## Diagramma del Momento Flettente



## Diagramma del Taglio

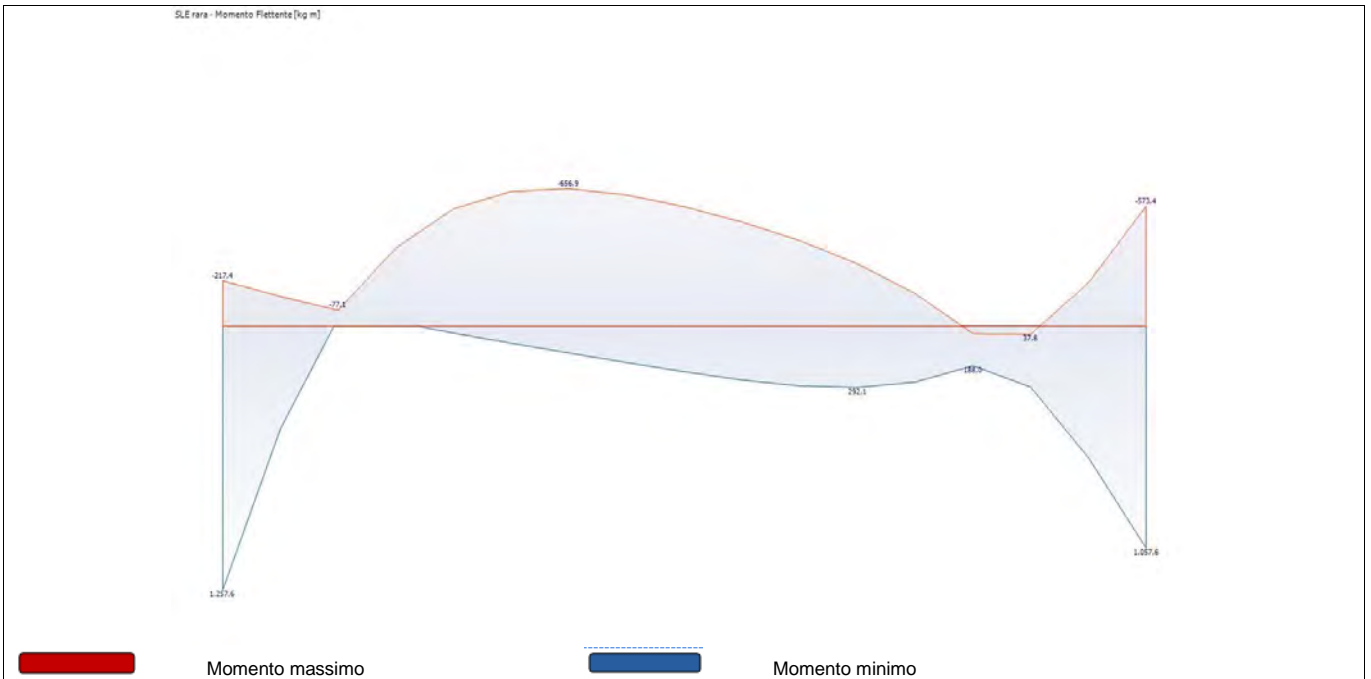


## Azioni

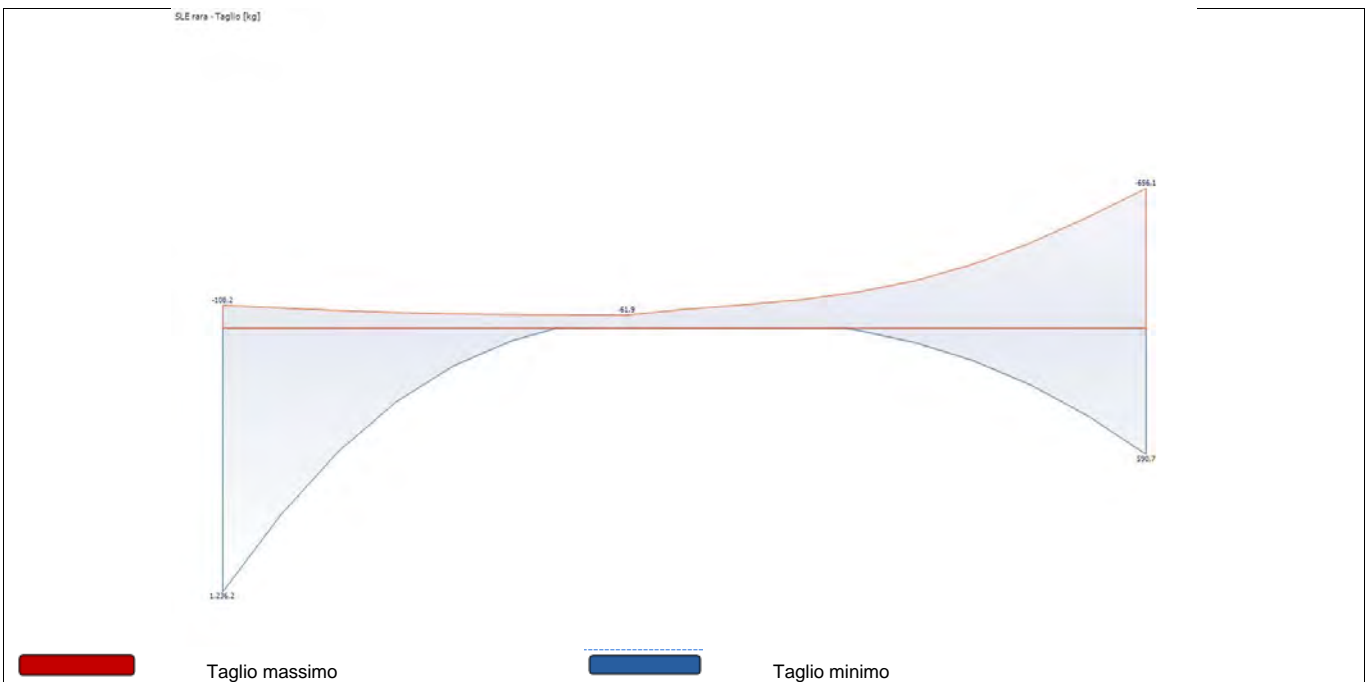
Campata	Ascissa [m]	Momento Max [kg m]	Momento Min [kg m]	Taglio Max [kg]	Taglio Min [kg]
	0	1.857,5	-398,4	1.810,0	-273,0
C1	8,05	408,7	-972,3	0,0	0,0
	11,71	1.675,1	-824,6	828,8	-1.127,4

# Sollecitazioni agenti - Combinazione SLE rara

## Diagramma del Momento Flettente



## Diagramma del Taglio

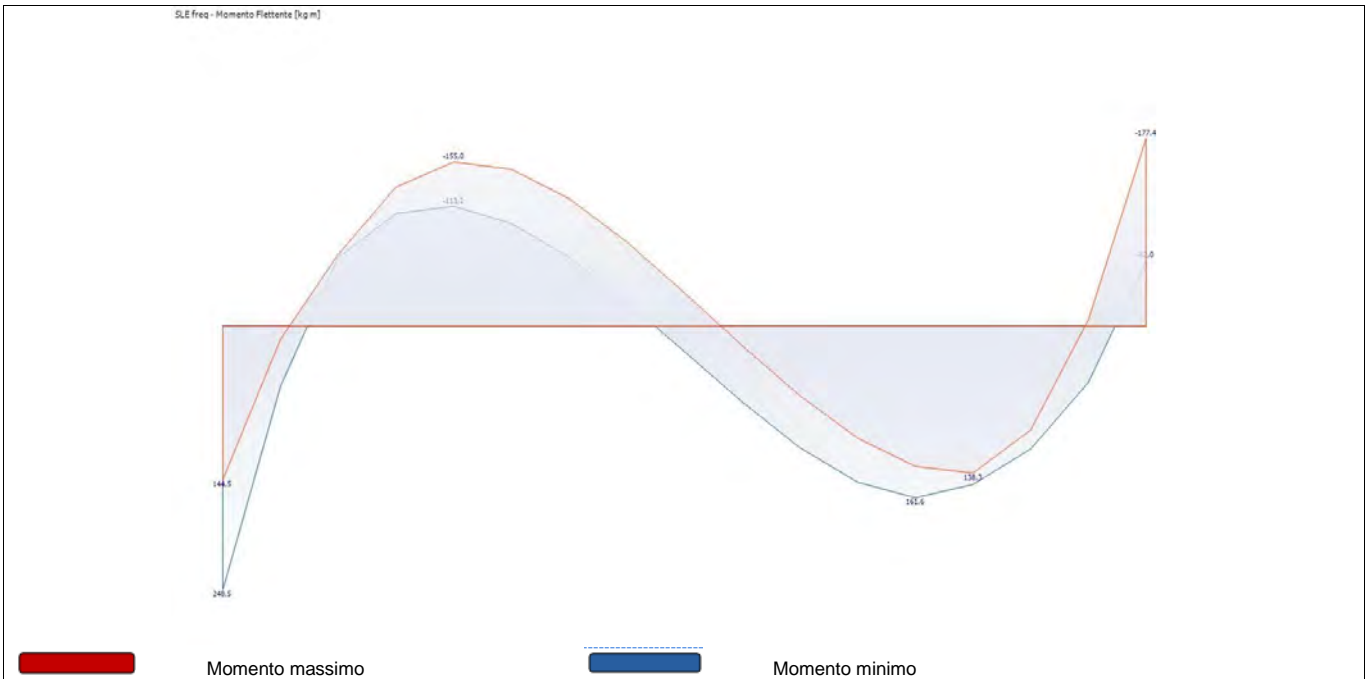


## Azioni

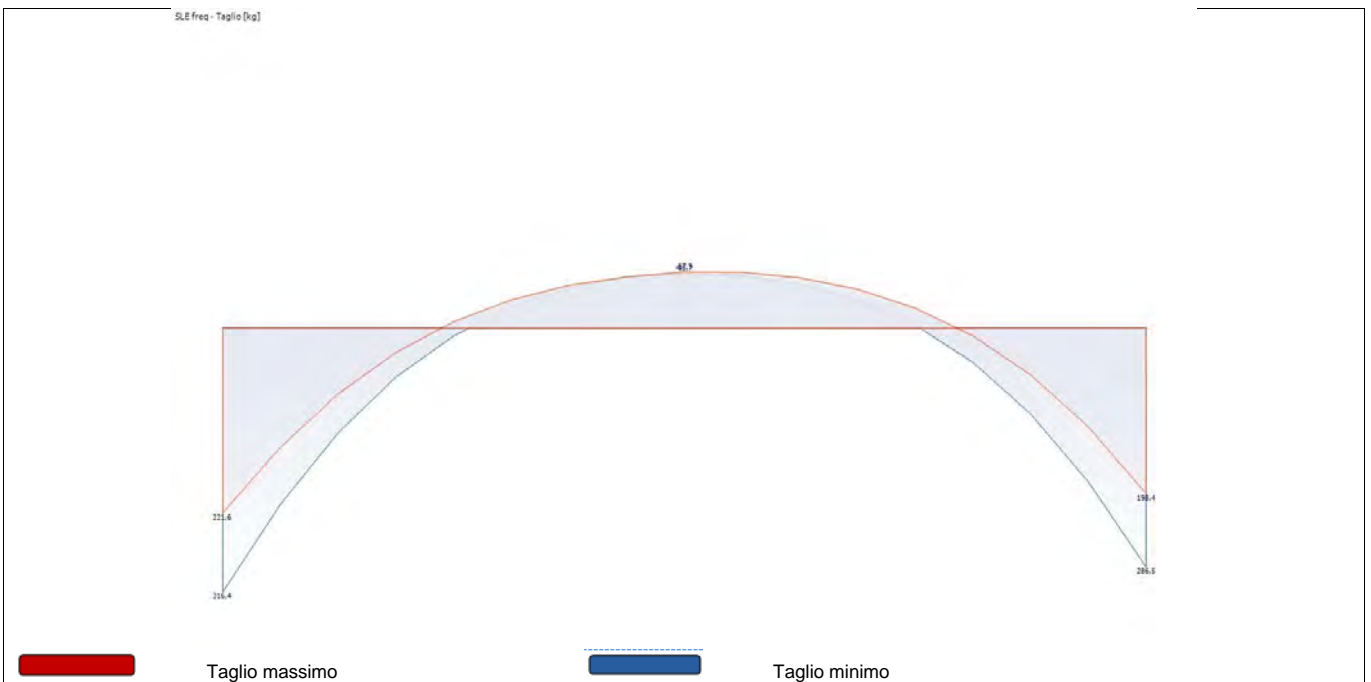
Campata	Ascissa [m]	Momento Max [kg m]	Momento Min [kg m]	Taglio Max [kg]	Taglio Min [kg]
	0	1.257,6	-217,4	1.236,2	-108,2
C1	8,05	292,1	-656,9	0,0	0,0
	11,71	1.057,6	-573,4	590,7	-656,1

# Sollecitazioni agenti - Combinazione SLE frequente

## Diagramma del Momento Flettente



## Diagramma del Taglio

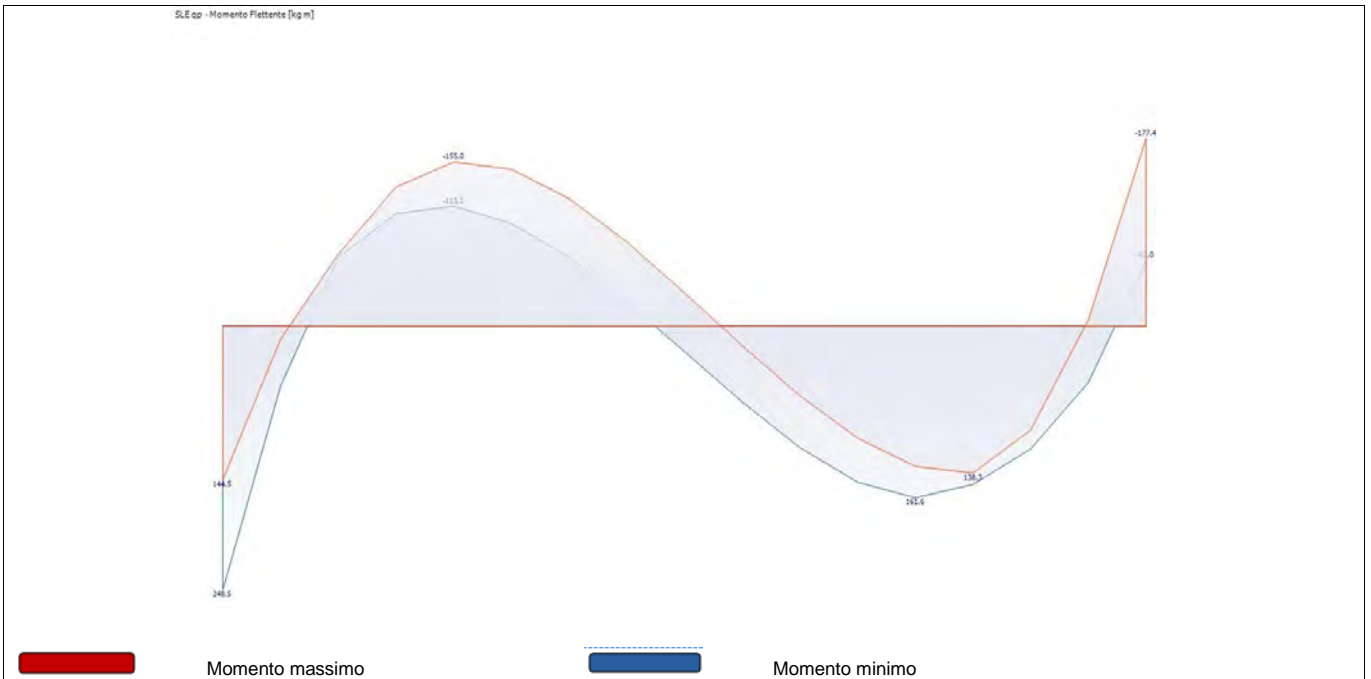


## Azioni

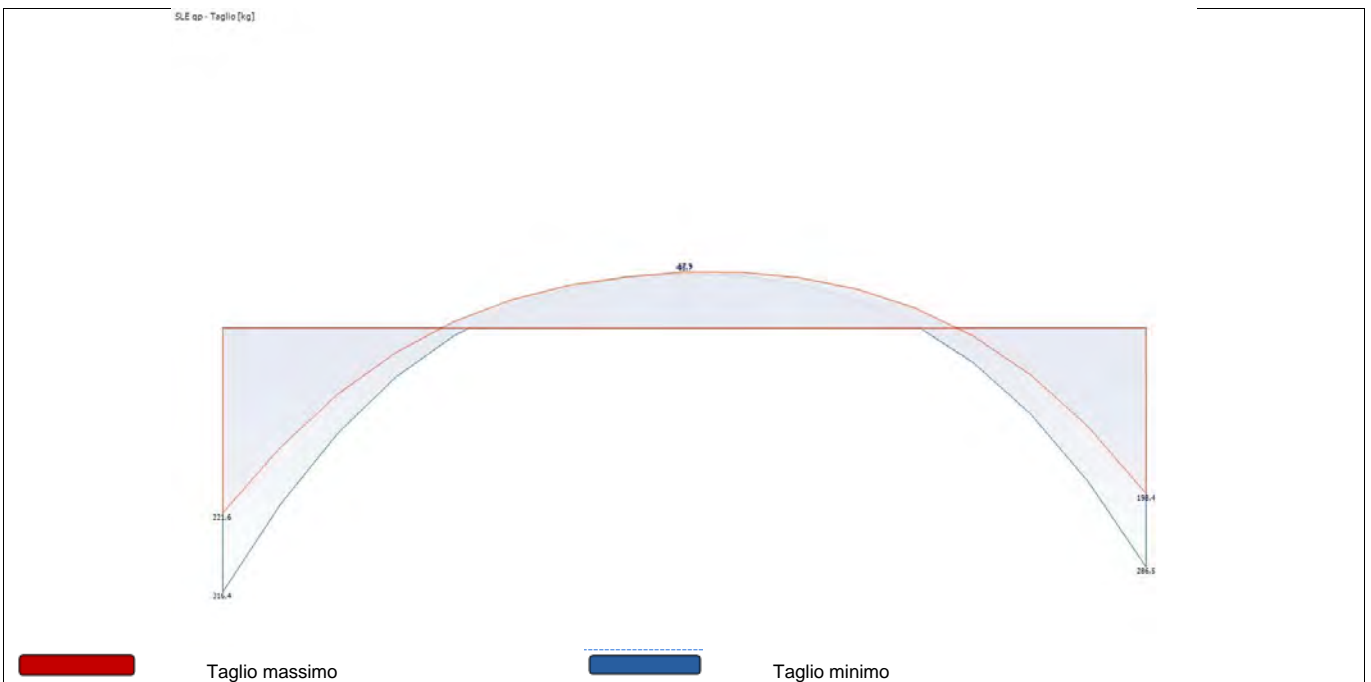
Campata	Ascissa [m]	Momento Max [kg m]	Momento Min [kg m]	Taglio Max [kg]	Taglio Min [kg]
	0	248,5	144,5	316,4	221,6
C1	8,78	161,6	-155,0	0,0	0,0
	11,71	-62,0	-177,4	286,5	198,4

# Sollecitazioni agenti - Combinazione SLE quasi permanente

## Diagramma del Momento Flettente



## Diagramma del Taglio



## Azioni

Campata	Ascissa [m]	Momento Max [kg m]	Momento Min [kg m]	Taglio Max [kg]	Taglio Min [kg]
C1	0	248,5	144,5	316,4	221,6
	8,78	161,6	-155,0	0,0	0,0
	11,71	-62,0	-177,4	286,5	198,4

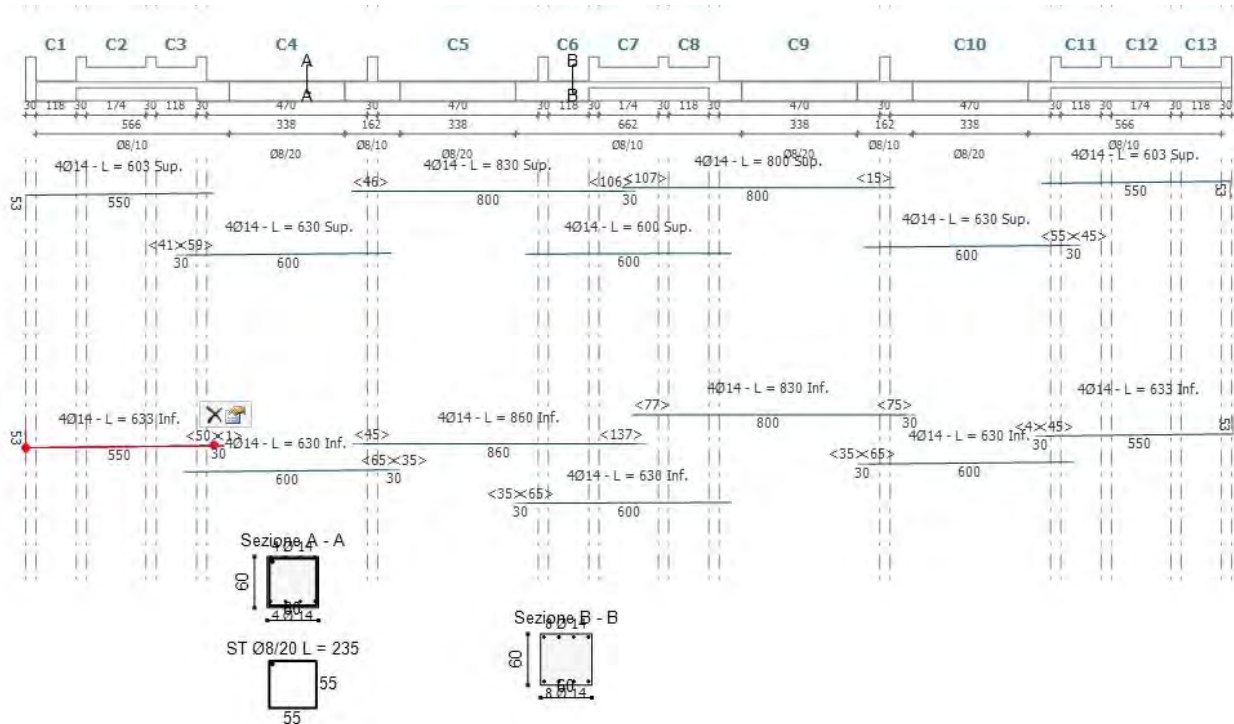


## **8.**

# **CALCOLO *STR*: armatura e verifica dei criteri costruttivi**

## 8.1 cordolo laterale

### Caratteristiche dell'armatura



Lunghezza totale: 35,00 m  
Calcestruzzo: C25/30

Numero di campate: 13  
Acciaio d'armatura: B450C

#### Armatura longitudinale

Posizione	Tipologia di ferro	Barre	As [cm <sup>2</sup> ]	Lunghezza di calcolo [cm]	Ancoraggio [cm]	Lunghezza complessiva [cm]
1	Corrente - Superiore	4 Ø 14	6,2	550	53	603
2	Corrente - Superiore	4 Ø 14	6,2	600	30	630
3	Corrente - Superiore	4 Ø 14	6,2	600	0	600
4	Corrente - Superiore	4 Ø 14	6,2	600	30	630
5	Corrente - Superiore	4 Ø 14	6,2	550	53	603
6	Corrente - Superiore	4 Ø 14	6,2	800	30	830
7	Corrente - Superiore	4 Ø 14	6,2	800	0	800
8	Corrente - Inferiore	4 Ø 14	6,2	550	83	633
9	Corrente - Inferiore	4 Ø 14	6,2	600	30	630
10	Corrente - Inferiore	4 Ø 14	6,2	600	30	630
11	Corrente - Inferiore	4 Ø 14	6,2	600	30	630
12	Corrente - Inferiore	4 Ø 14	6,2	550	83	633
13	Corrente - Inferiore	4 Ø 14	6,2	800	60	860
14	Corrente - Inferiore	4 Ø 14	6,2	800	30	830

La lunghezza di calcolo delle barre è al netto dell'ancoraggio.

#### Armatura trasversale

Campata	Ampiezza campo [cm]	Φ [mm]	Passo s [cm]	Ast [cm <sup>2</sup> ]	Bracci
1	566	8	10	1,0	2
4	338	8	20	1,0	2
4	162	8	10	1,0	2
5	338	8	20	1,0	2
5	662	8	10	1,0	2
9	338	8	20	1,0	2
9	162	8	10	1,0	2
10	338	8	20	1,0	2
10	566	8	10	1,0	2

Verifiche agli stati limite ultimi (cfr NTC 2008 § 4.1.2.1)

**Campo di rottura**

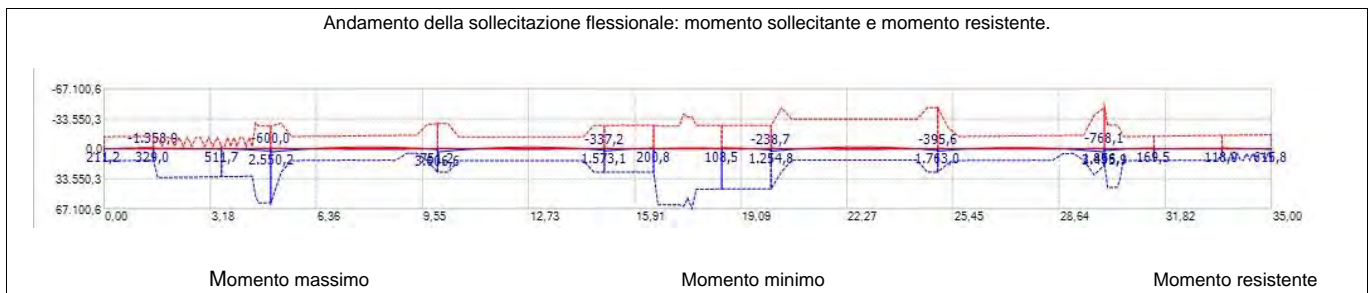
Campata	Ascissa [m]	Msd [kg m]	$\epsilon_c$ [‰]	$\epsilon_s$ [‰]	Campo	$\xi$	$\xi_{lim}$	Verifica
1	0,00	211,2	3,50	47,33	III	0,07	0,45	OK
1	1,48	329,0	3,50	66,89	III	0,05	0,45	OK
1	1,48	-1.358,9	3,50	37,29	III	0,09	0,45	OK
2	0,00	135,9	3,50	66,89	III	0,05	0,45	OK
2	0,00	135,9	3,50	37,29	III	0,09	0,45	OK
2	0,51	-600,4	0,00	67,50		0,00	0,45	OK
2	1,53	-22,0	0,00	67,50		0,00	0,45	OK
2	2,04	511,7	3,50	38,52	III	0,08	0,45	OK
2	2,04	-160,1	0,00	67,50		0,00	0,45	OK
3	0,00	-193,3	0,00	67,50		0,00	0,45	OK
3	0,09	-130,6	0,00	67,50		0,00	0,45	OK
3	1,48	2.550,2	3,50	18,32	III	0,16	0,45	OK
3	1,48	-600,0	0,06	67,50	Ila	0,00	0,45	OK
4	0,00	3.523,5	3,50	18,32	III	0,16	0,45	OK
4	0,00	3.523,5	0,06	67,50	Ila	0,00	0,45	OK
4	3,13	430,4	2,10	67,50	IIb	0,03	0,45	OK
4	3,13	-1.975,2	3,50	32,12	III	0,10	0,45	OK
4	5,00	751,2	3,50	45,99	III	0,07	0,45	OK
4	5,00	-122,9	3,50	27,16	III	0,11	0,45	OK
5	0,00	3.606,6	3,50	45,99	III	0,07	0,45	OK
5	0,00	3.606,6	3,50	27,16	III	0,11	0,45	OK
5	2,81	379,5	3,50	45,99	III	0,07	0,45	OK
5	2,81	-1.894,4	3,50	45,99	III	0,07	0,45	OK
5	5,00	1.573,1	3,50	36,68	III	0,09	0,45	OK
5	5,00	-337,2	3,50	35,59	III	0,09	0,45	OK
6	0,00	2.436,2	3,50	36,68	III	0,09	0,45	OK
6	0,00	2.436,2	3,50	35,59	III	0,09	0,45	OK
6	0,83	-26,4	3,50	34,65	III	0,09	0,45	OK
6	0,92	13,5	3,50	37,98	III	0,08	0,45	OK
6	1,48	200,8	3,50	39,01	III	0,08	0,45	OK
6	1,48	-935,1	3,50	34,26	III	0,09	0,45	OK
7	0,00	30,6	3,50	39,01	III	0,08	0,45	OK
7	0,00	30,6	3,50	34,26	III	0,09	0,45	OK
7	1,15	-916,7	3,50	65,26	III	0,05	0,45	OK
7	1,28	193,5	3,50	38,29	III	0,08	0,45	OK
7	2,04	108,5	3,50	38,16	III	0,08	0,45	OK
7	2,04	-426,1	3,50	45,99	III	0,07	0,45	OK
8	0,00	250,0	3,50	38,16	III	0,08	0,45	OK
8	0,00	250,0	3,50	45,99	III	0,07	0,45	OK
8	0,92	12,1	3,50	38,01	III	0,08	0,45	OK
8	1,02	-24,1	3,50	45,99	III	0,07	0,45	OK
8	1,48	1.254,8	3,50	37,91	III	0,08	0,45	OK
8	1,48	-238,7	3,50	45,99	III	0,07	0,45	OK
9	0,00	2.607,8	3,50	37,91	III	0,08	0,45	OK
9	0,00	2.607,8	3,50	45,99	III	0,07	0,45	OK
9	2,81	-1.981,9	3,50	40,31	III	0,08	0,45	OK
9	4,38	-10,5	3,50	40,31	III	0,08	0,45	OK
9	5,00	1.763,0	3,50	50,82	III	0,06	0,45	OK
9	5,00	-395,6	3,50	37,27	III	0,09	0,45	OK
10	0,00	2.596,5	3,50	50,82	III	0,06	0,45	OK
10	0,00	2.596,5	3,50	37,27	III	0,09	0,45	OK
10	2,19	271,0	2,74	67,50	IIb	0,04	0,45	OK
10	2,19	-1.380,7	3,50	34,68	III	0,09	0,45	OK
10	5,00	3.495,9	0,00	67,50		0,00	0,45	OK
10	5,00	-768,1	3,50	28,45	III	0,11	0,45	OK

11	0,00	1.856,1	0,00	67,50		0,00	0,45	OK
11	0,00	1.856,1	3,50	28,45	III	0,11	0,45	OK
11	0,74	-40,5	3,50	39,94	III	0,08	0,45	OK
11	0,83	-5,4	3,50	39,30	III	0,08	0,45	OK
11	1,48	169,5	3,28	67,50	IIb	0,05	0,45	OK
11	1,48	-1.030,9	3,50	36,55	III	0,09	0,45	OK
12	0,00	545,8	3,28	67,50	IIb	0,05	0,45	OK
12	0,00	545,8	3,50	36,55	III	0,09	0,45	OK
12	1,53	-637,1	3,50	32,05	III	0,10	0,45	OK
12	1,79	121,7	1,60	67,50	IIa	0,02	0,45	OK
12	2,04	118,0	0,00	67,50		0,00	0,45	OK
12	2,04	-521,9	3,50	30,81	III	0,10	0,45	OK
13	0,00	123,7	0,00	67,50		0,00	0,45	OK
13	0,00	123,7	3,50	30,81	III	0,10	0,45	OK
13	1,02	11,9	0,00	67,50		0,00	0,45	OK
13	1,11	-5,1	3,50	28,87	III	0,11	0,45	OK
13	1,48	615,8	0,00	67,50		0,00	0,45	OK
13	1,48	-78,6	3,50	28,17	III	0,11	0,45	OK

La verifica assicura un comportamento duttile per strutture iperstatiche e si intende soddisfatta quando  $\xi < \xi_{lim}$

### Verifica di resistenza a flessione (cfr NTC 2008 § 4.1.2.1.2)

Andamento della sollecitazione flessionale: momento sollecitante e momento resistente.



Campata	Ascissa [m]	Msd [kg m]	As inf [cm <sup>2</sup> ]	As sup [cm <sup>2</sup> ]	Mrd [kg m]	Mrd/Msd	Verifica
1	0,00	211,2	6,16	6,16	13.353,8	63,22	OK
1	1,48	329,0	6,16	6,16	13.014,4	39,55	OK
1	1,48	-1.358,9	6,16	6,16	-13.921,2	10,24	OK
2	0,00	135,9	6,16	6,16	13.014,4	95,76	OK
2	0,00	135,9	6,16	6,16	-13.921,2	29,51	OK
2	0,51	-600,4	12,32	0,00	-12.771,9	21,27	OK
2	1,53	-22,0	12,32	0,00	-2.782,6	126,63	OK
2	2,04	511,7	12,32	0,00	31.208,1	60,98	OK
2	2,04	-160,1	12,32	0,00	-2.767,7	17,29	OK
3	0,00	-193,3	12,32	0,00	-2.767,7	14,32	OK
3	0,09	-130,6	12,32	0,00	-2.580,0	19,75	OK
3	1,48	2.550,2	24,63	0,00	60.279,6	23,64	OK
3	1,48	-600,0	24,63	0,00	-25.532,0	42,56	OK
4	0,00	3.523,5	24,63	0,00	60.279,6	17,11	OK
4	0,00	3.523,5	24,63	0,00	-25.532,0	35,78	OK
4	3,13	430,4	6,16	6,16	12.889,8	29,95	OK
4	3,13	-1.975,2	6,16	6,16	-14.710,5	7,45	OK
4	5,00	751,2	12,32	12,32	26.211,4	34,89	OK
4	5,00	-122,9	12,32	12,32	-28.177,6	229,33	OK
5	0,00	3.606,6	12,32	12,32	26.211,4	7,27	OK
5	0,00	3.606,6	12,32	12,32	-28.177,6	36,07	OK
5	2,81	379,5	6,16	6,16	13.452,6	35,45	OK
5	2,81	-1.894,4	6,16	6,16	-13.452,6	7,10	OK
5	5,00	1.573,1	12,32	12,32	26.179,7	16,64	OK
5	5,00	-337,2	12,32	12,32	-26.171,1	77,62	OK
6	0,00	2.436,2	12,32	12,32	26.179,7	10,75	OK
6	0,00	2.436,2	12,32	12,32	-26.171,1	52,45	OK
6	0,83	-26,4	12,32	12,32	-26.328,4	998,85	OK
6	0,92	13,5	12,32	12,32	26.157,6	1940,93	OK



4	4,20	90°	22	1.611,6	13.191,0	23.141,8	69.286,7	OK
4	4,18	90°	22	1.611,6	13.188,7	23.133,3	69.261,2	OK
4	5,82	90°	22	4.062,6	13.722,1	50.274,9	75.262,0	OK
5	0,80	90°	22	2.818,0	13.722,1	25.137,6	75.262,0	OK
5	4,20	90°	22	1.976,4	13.722,1	25.137,6	75.262,0	OK
5	4,18	90°	22	1.976,3	13.722,1	25.137,6	75.262,0	OK
5	10,82	90°	22	11.829,4	7.295,9	13.915,4	20.831,5	OK
9	0,80	90°	22	2.397,6	7.295,9	13.915,4	20.831,5	OK
9	4,20	90°	22	2.099,4	7.295,9	7.295,9	20.831,5	OK
9	4,18	90°	22	2.099,4	7.295,9	13.915,4	20.831,5	OK
9	5,82	90°	22	4.664,2	13.576,4	49.166,1	73.602,2	OK
10	0,80	90°	22	2.234,0	13.574,1	49.149,1	73.576,7	OK
10	4,20	90°	22	2.545,1	13.191,0	23.141,7	69.286,7	OK
10	4,18	90°	22	2.545,1	13.188,7	46.266,4	69.261,2	OK
10	9,86	90°	22	10.015,7	13.060,8	45.324,8	67.851,6	OK

$\alpha$ : angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave.

$\theta$ : inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave.  $\theta$  rispetta il limite:  $1 \leq \cotan\theta \leq 2,5$  (cfr NTC 2008 § 4.1.2.1.3.2)

Verifiche agli stati limite di esercizio (cfr NTC 2008 § 4.1.2.2)

Verifica di fessurazione (cfr NTC 2008 § 4.1.2.2.4)

CONDIZIONI AMBIENTALI: Ambiente Aggressività bassa

Combinazione frequente.

Campata	Ascissa [m]	Msd [kg m]	Asinf [cm <sup>2</sup> ]	Assup [cm <sup>2</sup> ]	Wm [mm]	Wd [mm]	Wlim [mm]	Verifica
1	0,00	151,4	6,16	6,16	0,000	0,000	0,400	OK
1	1,48	-157,1	6,16	6,16	0,000	0,000	0,400	OK
2	0,00	-40,9	6,16	6,16	0,000	0,000	0,400	OK
2	0,76	-92,0	12,32	0,00	0,000	0,000	0,400	OK
2	2,04	36,5	12,32	0,00	0,000	0,000	0,400	OK
3	0,00	-106,9	12,32	0,00	0,000	0,000	0,400	OK
3	1,48	306,0	24,63	0,00	0,000	0,000	0,400	OK
4	0,00	498,3	24,63	0,00	0,000	0,000	0,400	OK
4	2,81	-260,7	6,16	6,16	0,000	0,000	0,400	OK
4	5,00	124,6	12,32	12,32	0,000	0,000	0,400	OK
5	0,00	475,9	12,32	12,32	0,000	0,000	0,400	OK
5	2,81	-271,7	6,16	6,16	0,000	0,000	0,400	OK
5	5,00	210,2	12,32	12,32	0,000	0,000	0,400	OK
6	0,00	343,2	12,32	12,32	0,000	0,000	0,400	OK
6	1,48	-125,1	12,32	12,32	0,000	0,000	0,400	OK
7	0,00	-2,5	12,32	12,32	0,000	0,000	0,400	OK
7	1,15	-125,2	24,63	6,16	0,000	0,000	0,400	OK
7	2,04	-44,7	18,47	6,16	0,000	0,000	0,400	OK
8	0,00	-191,4	18,47	6,16	0,000	0,000	0,400	OK
8	1,48	187,2	18,47	6,16	0,000	0,000	0,400	OK
9	0,00	405,6	18,47	6,16	0,000	0,000	0,400	OK
9	2,81	-268,6	0,00	12,32	0,000	0,000	0,400	OK
9	5,00	223,7	6,16	18,47	0,000	0,000	0,400	OK
10	0,00	357,8	6,16	18,47	0,000	0,000	0,400	OK
10	2,50	-202,0	6,16	6,16	0,000	0,000	0,400	OK
10	5,00	455,1	6,16	18,47	0,000	0,000	0,400	OK
11	0,00	265,2	6,16	18,47	0,000	0,000	0,400	OK
11	1,48	-171,5	6,16	6,16	0,000	0,000	0,400	OK
12	0,00	54,7	6,16	6,16	0,000	0,000	0,400	OK
12	1,28	-66,8	6,16	6,16	0,000	0,000	0,400	OK
12	2,04	-64,8	6,16	6,16	0,000	0,000	0,400	OK
13	0,00	-135,5	6,16	6,16	0,000	0,000	0,400	OK
13	1,48	116,3	6,16	6,16	0,000	0,000	0,400	OK

Combinazione quasi permanente.

Campata	Ascissa [m]	Msd [kg m]	Asinf [cm <sup>2</sup> ]	Assup [cm <sup>2</sup> ]	Wm [mm]	Wd [mm]	Wlim [mm]	Verifica
---------	----------------	---------------	-----------------------------	-----------------------------	------------	------------	--------------	----------

1	0,00	151,4	6,16	6,16	0,000	0,000	0,300	OK
1	1,48	-157,1	6,16	6,16	0,000	0,000	0,300	OK
2	0,00	-40,9	6,16	6,16	0,000	0,000	0,300	OK
2	0,76	-92,0	12,32	0,00	0,000	0,000	0,300	OK
2	2,04	36,5	12,32	0,00	0,000	0,000	0,300	OK
3	0,00	-106,9	12,32	0,00	0,000	0,000	0,300	OK
3	1,48	306,0	24,63	0,00	0,000	0,000	0,300	OK
4	0,00	498,3	24,63	0,00	0,000	0,000	0,300	OK
4	2,81	-260,7	6,16	6,16	0,000	0,000	0,300	OK
4	5,00	124,6	12,32	12,32	0,000	0,000	0,300	OK
5	0,00	475,9	12,32	12,32	0,000	0,000	0,300	OK
5	2,81	-271,7	6,16	6,16	0,000	0,000	0,300	OK
5	5,00	210,2	12,32	12,32	0,000	0,000	0,300	OK
6	0,00	343,2	12,32	12,32	0,000	0,000	0,300	OK
6	1,48	-125,1	12,32	12,32	0,000	0,000	0,300	OK
7	0,00	-2,5	12,32	12,32	0,000	0,000	0,300	OK
7	1,15	-125,2	24,63	6,16	0,000	0,000	0,300	OK
7	2,04	-44,7	18,47	6,16	0,000	0,000	0,300	OK
8	0,00	-191,4	18,47	6,16	0,000	0,000	0,300	OK
8	1,48	187,2	18,47	6,16	0,000	0,000	0,300	OK
9	0,00	405,6	18,47	6,16	0,000	0,000	0,300	OK
9	2,81	-268,6	0,00	12,32	0,000	0,000	0,300	OK
9	5,00	223,7	6,16	18,47	0,000	0,000	0,300	OK
10	0,00	357,8	6,16	18,47	0,000	0,000	0,300	OK
10	2,50	-202,0	6,16	6,16	0,000	0,000	0,300	OK
10	5,00	455,1	6,16	18,47	0,000	0,000	0,300	OK
11	0,00	265,2	6,16	18,47	0,000	0,000	0,300	OK
11	1,48	-171,5	6,16	6,16	0,000	0,000	0,300	OK
12	0,00	54,7	6,16	6,16	0,000	0,000	0,300	OK
12	1,28	-66,8	6,16	6,16	0,000	0,000	0,300	OK
12	2,04	-64,8	6,16	6,16	0,000	0,000	0,300	OK
13	0,00	-135,5	6,16	6,16	0,000	0,000	0,300	OK
13	1,48	116,3	6,16	6,16	0,000	0,000	0,300	OK

**Verifica delle tensioni di esercizio** (cfr NTC 2008 § 4.1.2.2.5)

**Combinazione rara.**

Campata	Ascissa [m]	Msd [kg m]	As inf [cm <sup>2</sup> ]	As sup [cm <sup>2</sup> ]	$\sigma_c$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	$\sigma_c$ limite [kg/cm <sup>2</sup> ]	$\sigma_s$ trazione [kg/cm <sup>2</sup> ]	$\sigma_s$ comp. [kg/cm <sup>2</sup> ]	$\sigma_s$ limite [kg/cm <sup>2</sup> ]	Verifica
1	0,00	161,0	6,16	6,16	-7,0	-152,3	362,2	-71,2	3.669,7	OK
1	1,48	193,0	6,16	6,16	-2,3	-152,3	89,9	-28,2	3.669,7	OK
1	1,48	-916,5	6,16	6,16	-12,5	-152,3	482,4	-131,9	3.669,7	OK
2	0,00	86,4	6,16	6,16	-0,8	-152,3	34,7	-10,4	3.669,7	OK
2	0,00	-316,2	6,16	6,16	-3,4	-152,3	133,7	-35,2	3.669,7	OK
2	0,51	-407,2	12,32	0,00	-1,3	-152,3	180,4	-179,0	3.669,7	OK
2	1,53	-29,1	12,32	0,00	-1,5	-152,3	62,6	-38,2	3.669,7	OK
2	2,04	341,8	12,32	0,00	-2,4	-152,3	100,6	-6,5	3.669,7	OK
2	2,04	-105,0	12,32	0,00	-0,9	-152,3	55,5	-51,7	3.669,7	OK
3	0,00	-142,6	12,32	0,00	-4,8	-152,3	201,3	-133,8	3.669,7	OK
3	0,09	-99,6	12,32	0,00	-19,4	-152,3	820,6	-427,3	3.669,7	OK
3	1,48	1.721,5	24,63	0,00	-9,9	-152,3	385,4	-81,2	3.669,7	OK
3	1,48	-346,6	24,63	0,00	-3,3	-152,3	140,4	-120,8	3.669,7	OK
4	0,00	2.389,5	24,63	0,00	-7,1	-152,3	13,2	251,1	3.669,7	OK
4	0,00	-374,5	24,63	0,00	-0,7	-152,3	88,0	-87,4	3.669,7	OK
4	3,13	237,6	6,16	6,16	-1,5	-152,3	80,9	-20,5	3.669,7	OK
4	3,13	-1.336,6	6,16	6,16	-7,6	-152,3	410,6	-50,5	3.669,7	OK
4	5,00	512,1	12,32	12,32	-2,3	-152,3	95,3	-36,2	3.669,7	OK
4	5,00	-53,7	12,32	12,32	-2,0	-152,3	82,8	-21,7	3.669,7	OK
5	0,00	2.440,9	12,32	12,32	-14,8	-152,3	516,3	-219,6	3.669,7	OK
5	0,00	-429,7	12,32	12,32	-2,5	-152,3	85,8	-29,7	3.669,7	OK
5	2,81	-1.285,2	6,16	6,16	-7,3	-152,3	411,0	-72,2	3.669,7	OK
5	4,38	-0,9	6,16	6,16	-0,9	-152,3	57,8	-8,9	3.669,7	OK

5	5,00	1.065,0	12,32	12,32	-4,5	-152,3	178,8	-50,6	3.669,7	OK
5	5,00	-184,1	12,32	12,32	-3,6	-152,3	131,2	-41,3	3.669,7	OK
6	0,00	1.651,9	12,32	12,32	-17,8	-152,3	554,1	-209,9	3.669,7	OK
6	0,00	-263,2	12,32	12,32	-3,1	-152,3	97,3	-35,9	3.669,7	OK
6	0,83	-12,7	12,32	12,32	-0,5	-152,3	19,3	-5,3	3.669,7	OK
6	0,92	8,6	12,32	12,32	-1,2	-152,3	51,4	-12,9	3.669,7	OK
6	1,48	109,6	12,32	12,32	-2,3	-152,3	81,6	-25,8	3.669,7	OK
6	1,48	-633,1	12,32	12,32	-12,3	-152,3	443,5	-139,3	3.669,7	OK
7	0,00	19,6	12,32	12,32	-0,6	-152,3	25,0	-7,2	3.669,7	OK
7	0,00	-8,6	12,32	12,32	-0,2	-152,3	5,8	-1,8	3.669,7	OK
7	1,15	-621,0	24,63	6,16	-0,2	-152,3	93,8	-64,1	3.669,7	OK
7	1,28	105,0	18,47	6,16	-0,3	-152,3	15,4	-4,3	3.669,7	OK
7	2,04	65,7	18,47	6,16	-0,2	-152,3	10,1	-3,0	3.669,7	OK
7	2,04	-286,7	18,47	6,16	-1,2	-152,3	66,1	-54,0	3.669,7	OK
8	0,00	126,5	18,47	6,16	-1,3	-152,3	56,0	-14,4	3.669,7	OK
8	0,00	-878,0	18,47	6,16	-12,8	-152,3	491,1	-285,3	3.669,7	OK
8	0,92	7,6	18,47	6,16	-2,3	-152,3	91,3	-36,5	3.669,7	OK
8	1,02	-10,7	18,47	6,16	-0,6	-152,3	25,4	-11,3	3.669,7	OK
8	1,48	852,4	18,47	6,16	-8,2	-152,3	339,7	-91,6	3.669,7	OK
8	1,48	-119,6	18,47	6,16	-2,1	-152,3	81,1	-44,4	3.669,7	OK
9	0,00	1.773,8	18,47	6,16	-7,0	-152,3	281,2	-85,2	3.669,7	OK
9	0,00	-228,4	18,47	6,16	-1,3	-152,3	60,7	-46,8	3.669,7	OK
9	2,81	-1.342,3	0,00	12,32	-3,6	-152,3	215,8	66,1	3.669,7	OK
9	4,38	-11,6	0,00	12,32	-1,0	-152,3	43,2	-20,6	3.669,7	OK
9	5,00	1.191,9	6,16	18,47	-2,6	-152,3	227,3	-198,0	3.669,7	OK
9	5,00	-222,4	6,16	18,47	-2,1	-152,3	87,2	-23,1	3.669,7	OK
10	0,00	1.759,4	6,16	18,47	-10,8	-152,3	491,5	-377,4	3.669,7	OK
10	0,00	-288,2	6,16	18,47	-1,5	-152,3	54,3	-17,7	3.669,7	OK
10	2,19	139,1	6,16	6,16	-0,9	-152,3	47,1	-11,5	3.669,7	OK
10	2,19	-937,1	6,16	6,16	-4,5	-152,3	279,5	-29,3	3.669,7	OK
10	5,00	2.365,0	6,16	18,47	-4,5	-152,3	456,7	-417,4	3.669,7	OK
10	5,00	-425,9	6,16	18,47	-3,4	-152,3	134,7	-36,4	3.669,7	OK
11	0,00	1.259,1	6,16	18,47	-2,0	-152,3	237,5	-217,2	3.669,7	OK
11	0,00	-193,7	6,16	18,47	-1,8	-152,3	75,4	-19,1	3.669,7	OK
11	0,74	-28,1	6,16	6,16	-0,5	-152,3	21,0	-5,4	3.669,7	OK
11	0,83	-12,0	6,16	6,16	-0,1	-152,3	3,7	-0,5	3.669,7	OK
11	1,48	74,1	6,16	6,16	-3,0	-152,3	149,5	-32,0	3.669,7	OK
11	1,48	-702,8	6,16	6,16	-3,7	-152,3	215,1	-28,0	3.669,7	OK
12	0,00	366,9	6,16	6,16	-2,1	-152,3	120,7	-26,1	3.669,7	OK
12	0,00	-88,5	6,16	6,16	-2,7	-152,3	133,6	-27,0	3.669,7	OK
12	0,51	-18,5	6,16	6,16	-0,2	-152,3	8,1	-2,1	3.669,7	OK
12	1,53	-433,2	6,16	6,16	-2,2	-152,3	128,5	-12,4	3.669,7	OK
12	2,04	66,9	6,16	6,16	-2,9	-152,3	139,7	-32,0	3.669,7	OK
12	2,04	-352,6	6,16	6,16	-1,9	-152,3	105,6	-10,8	3.669,7	OK
13	0,00	51,3	6,16	6,16	-0,6	-152,3	22,4	-7,8	3.669,7	OK
13	0,00	-542,2	6,16	6,16	-6,0	-152,3	230,3	-55,3	3.669,7	OK
13	1,02	8,3	6,16	6,16	-1,1	-152,3	55,8	-11,2	3.669,7	OK
13	1,11	2,3	6,16	6,16	-0,1	-152,3	5,9	-1,3	3.669,7	OK
13	1,48	421,9	6,16	6,16	-6,2	-152,3	235,6	-86,2	3.669,7	OK
13	1,48	-24,1	6,16	6,16	-0,3	-152,3	13,7	-3,2	3.669,7	OK

$\sigma_c$  limite: tensione limite di compressione del calcestruzzo calcolata con la formula 4.1.40 § 4.1.2.2.5

$\sigma_s$  limite: tensione limite di compressione del calcestruzzo calcolata con la formula 4.1.42 § 4.1.2.2.5

**Combinazione quasi permanente.**

Campata	Ascissa [m]	Msd [kg m]	Ac [cm <sup>2</sup> ]	Asinf [cm <sup>2</sup> ]	Assup [cm <sup>2</sup> ]	$\sigma_c$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	$\sigma_c$ limite [kg/cm <sup>2</sup> ]	Verifica
1	0,00	151,4	3.600,00	6,16	6,16	-2,4	-114,2	OK
1	1,48	-157,1	3.600,00	6,16	6,16	-1,8	-114,2	OK
2	0,00	-40,9	3.600,00	6,16	6,16	-0,4	-114,2	OK
2	0,76	-92,0	3.600,00	12,32	0,00	0,5	-114,2	OK
2	0,89	-62,7	3.600,00	12,32	0,00	0,0	-114,2	OK
2	2,04	36,5	3.600,00	12,32	0,00	-0,3	-114,2	OK



3	0,00	-106,9	3.600,00	12,32	0,00	-2,9	-114,2	OK
3	1,48	306,0	3.600,00	24,63	0,00	-1,8	-114,2	OK
4	0,00	498,3	3.600,00	24,63	0,00	-1,4	-114,2	OK
4	2,81	-260,7	3.600,00	6,16	6,16	-1,3	-114,2	OK
4	5,00	124,6	3.600,00	12,32	12,32	-0,7	-114,2	OK
5	0,00	475,9	3.600,00	12,32	12,32	-2,8	-114,2	OK
5	2,81	-271,7	3.600,00	6,16	6,16	-1,5	-114,2	OK
5	5,00	210,2	3.600,00	12,32	12,32	-1,1	-114,2	OK
6	0,00	343,2	3.600,00	12,32	12,32	-3,5	-114,2	OK
6	1,48	-125,1	3.600,00	12,32	12,32	-1,6	-114,2	OK
7	0,00	-2,5	3.600,00	12,32	12,32	-0,1	-114,2	OK
7	1,15	-125,2	3.600,00	24,63	6,16	0,0	-114,2	OK
7	2,04	-44,7	3.600,00	18,47	6,16	-0,1	-114,2	OK
8	0,00	-191,4	3.600,00	18,47	6,16	-1,8	-114,2	OK
8	1,48	187,2	3.600,00	18,47	6,16	-1,7	-114,2	OK
9	0,00	405,6	3.600,00	18,47	6,16	-1,5	-114,2	OK
9	2,81	-268,6	3.600,00	0,00	12,32	-0,7	-114,2	OK
9	5,00	223,7	3.600,00	6,16	18,47	-0,8	-114,2	OK
10	0,00	357,8	3.600,00	6,16	18,47	-2,0	-114,2	OK
10	2,50	-202,0	3.600,00	6,16	6,16	-1,0	-114,2	OK
10	5,00	455,1	3.600,00	6,16	18,47	-1,2	-114,2	OK
11	0,00	265,2	3.600,00	6,16	18,47	-1,1	-114,2	OK
11	1,48	-171,5	3.600,00	6,16	6,16	-1,7	-114,2	OK
12	0,00	54,7	3.600,00	6,16	6,16	-0,8	-114,2	OK
12	1,28	-66,8	3.600,00	6,16	6,16	-0,5	-114,2	OK
12	1,40	-99,8	3.600,00	6,16	6,16	-0,7	-114,2	OK
12	2,04	-64,8	3.600,00	6,16	6,16	-1,0	-114,2	OK
13	0,00	-135,5	3.600,00	6,16	6,16	-1,3	-114,2	OK
13	1,48	116,3	3.600,00	6,16	6,16	-1,7	-114,2	OK

$\sigma_c$  limite: tensione limite di compressione del calcestruzzo calcolata con la formula 4.1.41 § 4.1.2.2.5

## Verifiche geometriche dell'armatura

Verifiche di dettaglio costruttivo (cfr NTC 2008 § 4.1.2.2.5)

Lunghezze critiche e vincoli geometrici (cfr. NTC2008 - § 4.1.6.1.1)

Campata	Lunghezza [m]	Sezione	B [cm]	H [cm]	B/H	Zona Critica [cm]
1	148	R 60 X 60	60	60	1,0	60
2	204	R 60 X 60	60	60	1,0	60
3	148	R 60 X 60	60	60	1,0	60
4	500	R 60 X 60	60	60	1,0	60
5	500	R 60 X 60	60	60	1,0	60
6	148	R 60 X 60	60	60	1,0	60
7	204	R 60 X 60	60	60	1,0	60
8	148	R 60 X 60	60	60	1,0	60
9	500	R 60 X 60	60	60	1,0	60
10	500	R 60 X 60	60	60	1,0	60
11	148	R 60 X 60	60	60	1,0	60
12	204	R 60 X 60	60	60	1,0	60
13	148	R 60 X 60	60	60	1,0	60

### CRITERIO STATICO

Armatura longitudinale (cfr. NTC2008 - § 4.1.6.1.1)

Campata	Zona	Ascissa [cm]	As compressa [cm <sup>2</sup> ]	As comp. massima [cm <sup>2</sup> ]	As tesa mininma [cm <sup>2</sup> ]	As tesa [cm <sup>2</sup> ]	As tesa massima [cm <sup>2</sup> ]	Verifica
1	appoggio sx	0,01	6,2	21,6	4,5	6,2	144,0	OK
1	campata	0,09	6,2	21,6	4,5	6,2	144,0	OK
1	appoggio dx	1,47	6,2	21,6	4,5	6,2	144,0	OK
2	appoggio sx	0,01	12,3	21,6	4,5	0,0	144,0	NO
2	campata	1,91	12,3	21,6	4,5	12,3	144,0	OK
2	appoggio dx	2,03	12,3	21,6	4,5	0,0	144,0	NO
3	appoggio sx	0,01	12,3	21,6	4,5	0,0	144,0	NO
3	campata	1,39	12,3	21,6	4,5	24,6	144,0	OK
3	appoggio dx	1,47	12,3	21,6	4,5	0,0	144,0	NO
4	appoggio sx	0,01	12,3	21,6	4,5	12,3	144,0	OK
4	campata	0,31	12,3	21,6	4,5	12,3	144,0	OK
4	appoggio dx	4,99	12,3	21,6	4,5	12,3	144,0	OK
5	appoggio sx	0,01	12,3	21,6	4,5	12,3	144,0	OK
5	campata	0,31	12,3	21,6	4,5	12,3	144,0	OK
5	appoggio dx	4,99	12,3	21,6	4,5	12,3	144,0	OK
6	appoggio sx	0,01	12,3	21,6	4,5	12,3	144,0	OK
6	campata	0,09	12,3	21,6	4,5	12,3	144,0	OK
6	appoggio dx	1,47	12,3	21,6	4,5	12,3	144,0	OK
7	appoggio sx	0,01	24,6	21,6	4,5	0,0	144,0	NO
7	campata	0,13	24,6	21,6	4,5	24,6	144,0	OK
7	appoggio dx	2,03	24,6	21,6	4,5	6,2	144,0	OK
8	appoggio sx	0,01	18,5	21,6	4,5	6,2	144,0	OK
8	campata	1,39	18,5	21,6	4,5	18,5	144,0	OK
8	appoggio dx	1,47	18,5	21,6	4,5	6,2	144,0	OK
9	appoggio sx	0,01	6,2	21,6	4,5	18,5	144,0	OK
9	campata	0,31	6,2	21,6	4,5	6,2	144,0	OK
9	appoggio dx	4,99	6,2	21,6	4,5	18,5	144,0	OK
10	appoggio sx	0,01	6,2	21,6	4,5	18,5	144,0	OK
10	campata	0,31	6,2	21,6	4,5	6,2	144,0	OK
10	appoggio dx	4,99	6,2	21,6	4,5	18,5	144,0	OK
11	appoggio sx	0,01	18,5	21,6	4,5	6,2	144,0	OK
11	campata	0,09	18,5	21,6	4,5	18,5	144,0	OK
11	appoggio dx	1,47	18,5	21,6	4,5	6,2	144,0	OK
12	appoggio sx	0,01	6,2	21,6	4,5	6,2	144,0	OK
12	campata	0,13	6,2	21,6	4,5	6,2	144,0	OK

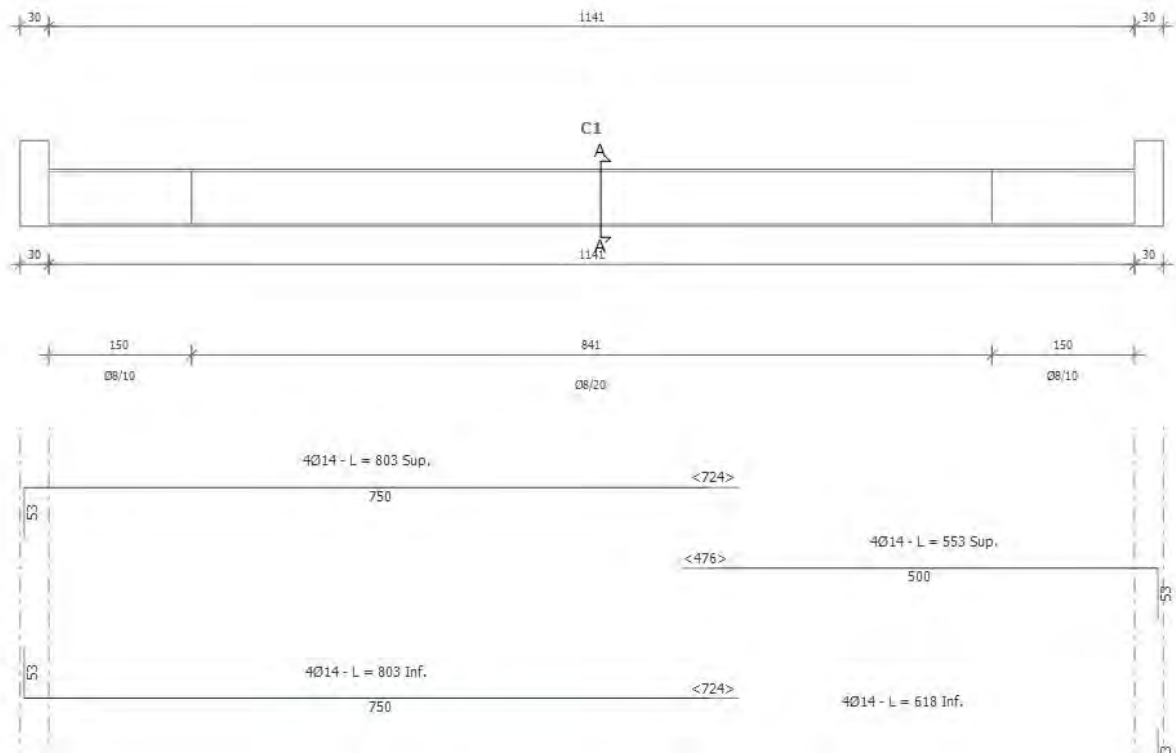
12	appoggio dx	2,03	6,2	21,6	4,5	6,2	144,0	OK
13	appoggio sx	0,01	6,2	21,6	4,5	6,2	144,0	OK
13	campata	1,39	6,2	21,6	4,5	6,2	144,0	OK
13	appoggio dx	1,47	6,2	21,6	4,5	6,2	144,0	OK

**Armatura trasversale (cfr. NTC2008 - § 4.1.6.1.1)**

Campata	Zona	Astaffe minima [cm <sup>2</sup> /m]	Astaffe [cm <sup>2</sup> /m]	Verifica	Passo staffe [cm]	Passomassimo [cm]	Verifica
1	appoggio sx	9,0	10,1	OK	10,0	33,0	OK
1	campata	9,0	10,1	OK	10,0	33,0	OK
1	appoggio dx	9,0	10,1	OK	10,0	33,0	OK
2	appoggio sx	9,0	10,1	OK	10,0	33,0	OK
2	campata	9,0	10,1	OK	10,0	33,0	OK
2	appoggio dx	9,0	10,1	OK	10,0	33,0	OK
3	appoggio sx	9,0	10,1	OK	10,0	33,0	OK
3	campata	9,0	10,1	OK	10,0	33,0	OK
3	appoggio dx	9,0	10,1	OK	10,0	33,0	OK
4	appoggio sx	9,0	10,1	OK	10,0	33,0	OK
4	campata	9,0	5,0	NO	20,0	33,0	OK
4	appoggio dx	9,0	10,1	OK	10,0	33,0	OK
5	appoggio sx	9,0	10,1	OK	10,0	33,0	OK
5	campata	9,0	5,0	NO	20,0	33,0	OK
5	appoggio dx	9,0	10,1	OK	10,0	33,0	OK
6	appoggio sx	9,0	10,1	OK	10,0	33,0	OK
6	campata	9,0	10,1	OK	10,0	33,0	OK
6	appoggio dx	9,0	10,1	OK	10,0	33,0	OK
7	appoggio sx	9,0	10,1	OK	10,0	33,0	OK
7	campata	9,0	10,1	OK	10,0	33,0	OK
7	appoggio dx	9,0	10,1	OK	10,0	33,0	OK
8	appoggio sx	9,0	10,1	OK	10,0	33,0	OK
8	campata	9,0	10,1	OK	10,0	33,0	OK
8	appoggio dx	9,0	10,1	OK	10,0	33,0	OK
9	appoggio sx	9,0	10,1	OK	10,0	33,0	OK
9	campata	9,0	5,0	NO	20,0	33,0	OK
9	appoggio dx	9,0	10,1	OK	10,0	33,0	OK
10	appoggio sx	9,0	10,1	OK	10,0	33,0	OK
10	campata	9,0	5,0	NO	20,0	33,0	OK
10	appoggio dx	9,0	10,1	OK	10,0	33,0	OK
11	appoggio sx	9,0	10,1	OK	10,0	33,0	OK
11	campata	9,0	10,1	OK	10,0	33,0	OK
11	appoggio dx	9,0	10,1	OK	10,0	33,0	OK
12	appoggio sx	9,0	10,1	OK	10,0	33,0	OK
12	campata	9,0	10,1	OK	10,0	33,0	OK
12	appoggio dx	9,0	10,1	OK	10,0	33,0	OK
13	appoggio sx	9,0	10,1	OK	10,0	33,0	OK
13	campata	9,0	10,1	OK	10,0	33,0	OK
13	appoggio dx	9,0	10,1	OK	10,0	33,0	OK

## 8.2 Cordolo di testata

### Caratteristiche dell'armatura



Lunghezza totale: 11,71 m  
Calcestruzzo: C25/30

Numero di campate: 1  
Acciaio d'armatura: B450C

#### Armatura longitudinale

Posizione	Tipologia di ferro	Barre	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	Lunghezza di calcolo [cm]	Ancoraggio [cm]	Lunghezza complessiva [cm]
1	Corrente - Superiore	4 Ø 14	6,2	720	83	803
2	Corrente - Superiore	4 Ø 14	6,2	470	83	553
3	Corrente - Inferiore	4 Ø 14	6,2	720	83	803
4	Corrente - Inferiore	4 Ø 14	6,2	535	83	618

La lunghezza di calcolo delle barre è al netto dell'ancoraggio.

#### Armatura trasversale

Campata	Ampiezza campo [cm]	$\Phi$ [mm]	Passo s [cm]	$A_{st}$ [cm <sup>2</sup> ]	Bracci
1	150	8	10	1,0	2
1	841	8	20	1,0	2
1	150	8	10	1,0	2

Verifiche agli stati limite ultimi (cfr NTC 2008 § 4.1.2.1)

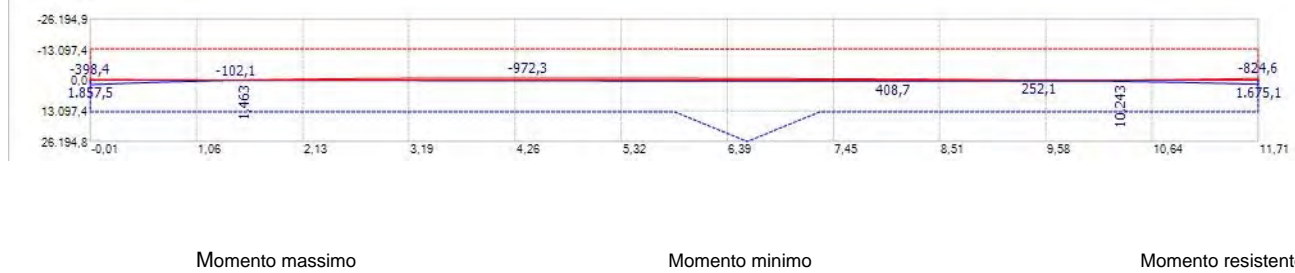
**Campo di rottura**

Campata	Ascissa [m]	Msd [kg m]	$\epsilon_c$ [‰]	$\epsilon_s$ [‰]	Campo	$\xi$	$\xi_{lim}$	Verifica
1	0,00	1.857,5	3,50	45,99	III	0,07	0,45	OK
1	0,00	1.857,5	3,50	45,99	III	0,07	0,45	OK
1	8,05	408,7	3,50	45,99	III	0,07	0,45	OK
1	10,24	7,9	3,50	45,99	III	0,07	0,45	OK
1	11,71	1.675,1	3,50	45,99	III	0,07	0,45	OK
1	11,71	-824,6	3,50	45,99	III	0,07	0,45	OK

La verifica assicura un comportamento duttile per strutture iperstatiche e si intende soddisfatta quando  $\xi < \xi_{lim}$

**Verifica di resistenza a flessione** (cfr NTC 2008 § 4.1.2.1.2)

Andamento della sollecitazione flessionale: momento sollecitante e momento resistente.



Momento massimo

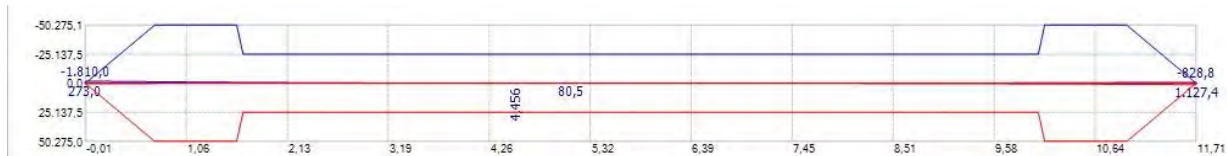
Momento minimo

Momento resistente

Campata	Ascissa [m]	Msd [kg m]	As inf [cm <sup>2</sup> ]	As sup [cm <sup>2</sup> ]	Mrd [kg m]	Mrd/Msd	Verifica
1	0,00	1.857,5	6,16	6,16	13.452,6	7,24	OK
1	0,00	1.857,5	6,16	6,16	-13.452,6	33,77	OK
1	8,05	408,7	6,16	6,16	13.452,6	32,91	OK
1	10,24	7,9	6,16	6,16	13.452,6	1712,08	OK
1	11,71	1.675,1	6,16	6,16	13.452,6	8,03	OK
1	11,71	-824,6	6,16	6,16	-13.452,6	16,31	OK

**Verifica di resistenza a taglio** (cfr NTC 2008 § 4.1.2.1.3)

Andamento della sollecitazione tagliante.



Taglio massimo

Taglio minimo

Taglio resistente

Campata	Ascissa [m]	$\alpha$	$\theta$	Vsd [kg]	VRd [kg]	VRsd [kg]	VRcd [kg]	Verifica
1	0,14	90°	22	1.702,6	13.722,1	50.275,1	75.262,0	OK
1	1,66	90°	22	765,2	13.722,1	50.275,1	75.262,0	OK
1	1,64	90°	22	765,2	13.722,1	50.275,1	75.262,0	OK
1	10,07	90°	22	607,0	13.722,1	25.137,5	75.262,0	OK
1	10,05	90°	22	607,0	13.722,1	25.137,5	75.262,0	OK
1	11,57	90°	22	1.075,9	13.722,1	50.274,9	75.262,0	OK

$\alpha$ : angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave.

$\theta$ : inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave.  $\theta$  rispetta il limite:  $1 \leq \cotan\theta \leq 2,5$  (cfr NTC 2008 § 4.1.2.1.3.2)

Verifiche agli stati limite di esercizio (cfr NTC 2008 § 4.1.2.2)

Verifica di fessurazione (cfr NTC 2008 § 4.1.2.2.4)

CONDIZIONI AMBIENTALI: Ambiente Aggressività bassa

Combinazione frequente.

Campata	Ascissa [m]	Msd [kg m]	Asinf [cm <sup>2</sup> ]	Assup [cm <sup>2</sup> ]	Wm [mm]	Wd [mm]	Wlim [mm]	Verifica
1	0,00	248,5	6,16	6,16	0,000	0,000	0,400	OK
1	8,78	161,6	6,16	6,16	0,000	0,000	0,400	OK
1	11,71	-177,4	6,16	6,16	0,000	0,000	0,400	OK

Combinazione quasi permanente.

Campata	Ascissa [m]	Msd [kg m]	Asinf [cm <sup>2</sup> ]	Assup [cm <sup>2</sup> ]	Wm [mm]	Wd [mm]	Wlim [mm]	Verifica
1	0,00	248,5	6,16	6,16	0,000	0,000	0,300	OK
1	8,78	161,6	6,16	6,16	0,000	0,000	0,300	OK
1	11,71	-177,4	6,16	6,16	0,000	0,000	0,300	OK

Verifica delle tensioni di esercizio (cfr NTC 2008 § 4.1.2.2.5)

Combinazione rara.

Campata	Ascissa [m]	Msd [kg m]	As inf [cm <sup>2</sup> ]	As sup [cm <sup>2</sup> ]	$\sigma_c$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	$\sigma_c$ limite [kg/cm <sup>2</sup> ]	$\sigma_s$ trazione [kg/cm <sup>2</sup> ]	$\sigma_s$ comp. [kg/cm <sup>2</sup> ]	$\sigma_s$ limite [kg/cm <sup>2</sup> ]	Verifica
1	0,00	1.257,6	6,16	6,16	-6,8	-152,3	397,8	-66,6	3.669,7	OK
1	0,00	-217,4	6,16	6,16	-2,0	-152,3	83,7	-22,2	3.669,7	OK
1	8,05	292,1	6,16	6,16	-1,8	-152,3	95,2	-18,0	3.669,7	OK
1	10,24	37,8	6,16	6,16	-0,5	-152,3	19,9	-5,8	3.669,7	OK
1	11,71	1.057,6	6,16	6,16	-6,1	-152,3	340,3	-61,3	3.669,7	OK
1	11,71	-573,4	6,16	6,16	-4,2	-152,3	198,9	-44,9	3.669,7	OK

$\sigma_c$  limite: tensione limite di compressione del calcestruzzo calcolata con la formula 4.1.40 § 4.1.2.2.5

$\sigma_s$  limite: tensione limite di compressione del calcestruzzo calcolata con la formula 4.1.42 § 4.1.2.2.5

Combinazione quasi permanente.

Campata	Ascissa [m]	Msd [kg m]	Ac [cm <sup>2</sup> ]	Asinf [cm <sup>2</sup> ]	Assup [cm <sup>2</sup> ]	$\sigma_c$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	$\sigma_c$ limite [kg/cm <sup>2</sup> ]	Verifica
1	0,00	248,5	3.600,00	6,16	6,16	-1,9	-114,2	OK
1	8,78	161,6	3.600,00	6,16	6,16	-0,9	-114,2	OK
1	9,51	138,3	3.600,00	6,16	6,16	-0,7	-114,2	OK
1	11,71	-177,4	3.600,00	6,16	6,16	-1,9	-114,2	OK

$\sigma_c$  limite: tensione limite di compressione del calcestruzzo calcolata con la formula 4.1.41 § 4.1.2.2.5

## Verifiche geometriche dell'armatura

Verifiche di dettaglio costruttivo (cfr NTC 2008 § 4.1.2.2.5)

Lunghezze critiche e vincoli geometrici (cfr. NTC2008 - § 4.1.6.1.1)

Campata	Lunghezza [m]	Sezione	B [cm]	H [cm]	B/H	Zona Critica [cm]
1	1.171	R 60 X 60	60	60	1,0	60

### CRITERIO STATICO

Armatura longitudinale (cfr. NTC2008 - § 4.1.6.1.1)

Campata	Zona	Ascissa [cm]	As compressa [cm <sup>2</sup> ]	As comp. massima [cm <sup>2</sup> ]	As tesa mininma [cm <sup>2</sup> ]	As tesa [cm <sup>2</sup> ]	As tesa massima [cm <sup>2</sup> ]	Verifica
1	appoggio sx	0,01	6,2	21,6	4,5	6,2	144,0	OK
1	campata	0,73	6,2	21,6	4,5	6,2	144,0	OK
1	appoggio dx	11,70	6,2	21,6	4,5	6,2	144,0	OK

Armatura trasversale (cfr. NTC2008 - § 4.1.6.1.1)

Campata	Zona	Astaffe mininma [cm <sup>2</sup> /m]	Astaffe [cm <sup>2</sup> /m]	Verifica	Passo staffe [cm]	Passomassimo [cm]	Verifica
1	appoggio sx	9,0	10,1	OK	10,0	33,0	OK
1	campata	9,0	5,0		20,0	33,0	OK
1	appoggio dx	9,0	10,1	OK	10,0	33,0	OK

# **9.**

## **CALCOLO *GEO***

### **verifica di capacità portante**



## 9.1 Metodo

Per la verifica di capacità portante dei plinti viene proposto il calcolo della pressione limite del terreno mediante le formulazioni classiche di i Terzaghi, Brinch-Hansen, Vesic e Meyerhof. La verifica consiste nel confronto tra la pressione verticale di esercizio in fondazione e la pressione limite per il terreno. Nel seguito si riassumono le principali formule.

### Metodo di Terzaghi

Per il calcolo della capacità portante di una fondazione superficiale, Terzaghi ha proposto la seguente espressione:

$$q_{ult} = c N_c s_c + q N_q + 0.5 B \gamma N_\gamma s_\gamma$$

Dove:

$$N_q = \frac{e^{2(0.75\pi - \phi/2)\tan\phi}}{2 \cos^2(45 + \phi/2)} \quad N_c = (N_q - 1) \cot\phi \quad N_\gamma = \frac{\tan\phi}{2} \left( \frac{K_{pr}}{\cos^2\phi} - 1 \right)$$

I fattori di forma  $s_c$  ed  $s_\gamma$ , che compaiono nell'espressione di  $q_{ult}$ , dipendono dalla forma della fondazione: in particolare valgono **1** per fondazioni nastriformi o rettangolari allungate e rispettivamente **1.3** e **0.8** per fondazioni quadrate.

La formula di Terzaghi vale per fondazioni superficiali con  $D \leq B$  e non tiene conto dell'eventuale inclinazione della fondazione e dell'eccentricità e inclinazione del carico

### Metodo di Meyerhof

Per il calcolo della capacità portante, vale la seguente formula:

$$q_{ult} = c N_c i_c d_c + q N_q i_q d_q + 0.5 B \gamma N_\gamma i_\gamma d_\gamma$$

in cui  $d_c, d_q, d_\gamma$ , sono i fattori di profondità,  $s_c, s_q, s_\gamma$ , sono i fattori di forma e  $i_c, i_q, i_\gamma$ , sono i fattori di inclinazione del carico.

I fattori di capacità portante  $N_c, N_q, N_\gamma$  sono dati dalle espressioni seguenti:

$$N_q = e^{\pi \tan\phi} \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) \quad N_c = (N_q - 1) \cot\phi \quad N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1.4\phi)$$

I fattori di forma, si determinano invece con le seguenti espressioni:

$$s_c = 1 + 0.2 K_p \frac{B}{L} \quad s_q = s_\gamma = 1 + 0.1 K_p \frac{B}{L}$$

I fattori di profondità, con le seguenti espressioni:

$$d_c = 1 + 0.2 \sqrt{K_p} \frac{D}{B} \quad d_q = d_\gamma = 1 + 0.1 \sqrt{K_p} \frac{D}{B}$$

infine per i fattori di inclinazione dei carichi si usano le seguenti formulazioni:

$$i_c = i_q = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{90}\right) \quad i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta}{\phi}\right)^2$$

dove  $\theta$  è l'angolo rispetto alla verticale.

In tutte le formulazioni vanno considerate le dimensioni corrette  $[B' = B - 2e_B]$  e  $[L' = L - 2e_L]$ .

### Metodo di Hansen

Per il calcolo della capacità portante di una fondazione superficiale, Hansen propone la seguente espressione:

$$q_{ult} = c N_c s_c d_c i_c g_c b_c + q N_q s_q d_q i_q g_q b_q + 0.5 B \gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma$$

in cui  $d_c, d_q, d_\gamma$ , sono fattori di profondità,  $s_c, s_q, s_\gamma$ , sono i fattori di forma,  $i_c, i_q, i_\gamma$ , sono i fattori di inclinazione del carico,  $b_c, b_q, b_\gamma$ , sono i fattori di inclinazione del piano di posa e  $g_c, g_q, g_\gamma$ , sono fattori che tengono conto del fatto che la fondazione poggia su un terreno in pendenza. Le espressioni dei diversi fattori sono:

$$\begin{aligned}
 N_q &= e^{\pi \tan \phi} \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2}\right) & N_c &= (N_q - 1) \cot \phi & N_\gamma &= 1.5(N_q - 1) \tan \phi \\
 s_c &= 1 + \frac{N_q B}{N_c L} & s_q &= 1 + \frac{B}{L} \tan \phi & s_\gamma &= 1 - 0.4 \frac{B}{L} \\
 d_c &= 1 + 0.4 k & d_q &= 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 k & d_\gamma &= 1 & k &= \frac{D}{B} \text{ se } \frac{D}{B} \leq 1 & k &= \tan^{-1} \frac{D}{B} \text{ se } \frac{D}{B} > 1 \\
 i_q &= \left(1 - \frac{0.5 H}{V + A_f c_a \cot \phi}\right)^5 & i_c &= i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1} & i_\gamma &= \left(1 - \frac{\left(0.7 - \frac{\eta^\circ}{450}\right) H}{V + A_f c_a \cot \phi}\right)^5 \\
 b_c &= 1 - \frac{\eta^\circ}{147} & b_q &= e^{-2.7 \tan \phi} & b_\gamma &= e^{-2.7 \eta \tan \phi} \\
 g_c &= 1 - \frac{\beta^\circ}{147} & g_q &= g_\gamma = (1 - 0.5 \tan \beta)^2
 \end{aligned}
 \tag{238}$$

Nel caso di carico eccentrico, in tutte le formule utilizzate vanno considerate le dimensioni ridotte:  $[B' = B - 2 e_b]$  e  $[L' = L - 2 e_L]$ .

### Metodo di Vesic

Per il calcolo di capacità portante, si fa riferimento alla seguente espressione:

$$q_{ult} = c N_c s_c d_c i_c g_c b_c + q N_q s_q d_q i_q g_q b_q + 0.5 B \gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma$$

Dove i diversi fattori sono valutati secondo le seguenti espressioni:

$$\begin{aligned}
 N_q &= e^{\pi \tan \phi} K_p & N_c &= (N_q - 1) \cot \phi & N_\gamma &= 2(N_q + 1) \tan \phi \\
 s_c &= 1 + \frac{N_q B}{N_c L} & s_q &= 1 + \frac{B}{L} \tan \phi & s_\gamma &= 1 - 0.4 \frac{B}{L} \\
 d_c &= 1 + 0.4 k & d_q &= 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 k & d_\gamma &= 1 & k &= \frac{D}{B} \text{ se } \frac{D}{B} \leq 1 & k &= \arctan \frac{D}{B} \text{ se } \frac{D}{B} > 1 \\
 i_c &= i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1} & i_q &= \left(1 - \frac{H}{V + A_f c_a \tan \phi}\right)^m & i_\gamma &= \left(1 - \frac{H}{V + A_f c_a \tan \phi}\right)^{m+1} & m &= \frac{2 + B/L}{1 + B/L} \\
 b_c &= 1 - \frac{\eta^\circ}{147} & b_q &= b_\gamma = (1 - \eta \tan \phi)^2 \\
 g_c &= 1 - \frac{\beta^\circ}{147} & g_q &= g_\gamma = (1 - \tan \beta)^2
 \end{aligned}$$

### Capacità portante in condizioni sismiche

Per la valutazione di capacità portante in condizioni sismiche, si fa riferimento alla teoria di Paolucci e Pecker (1997). La formulazione risulta:

$$q_{lim,s} = v_h \cdot v_e \cdot v_i \cdot q_{lim,st}$$

con i seguenti coefficienti:

$$\begin{aligned}
 \text{Forza orizzontale:} & & v_h &= \left(1 - \frac{T}{0.85N}\right)^3 \\
 \text{Eccentricità carico:} & & v_e &= \left(1 - \frac{e}{0.50B}\right)^{1.8} \\
 \text{Inerzia del terreno:} & & v_i &= \left(1 - \frac{k_h}{\tan \phi}\right)^{0.35}
 \end{aligned}$$

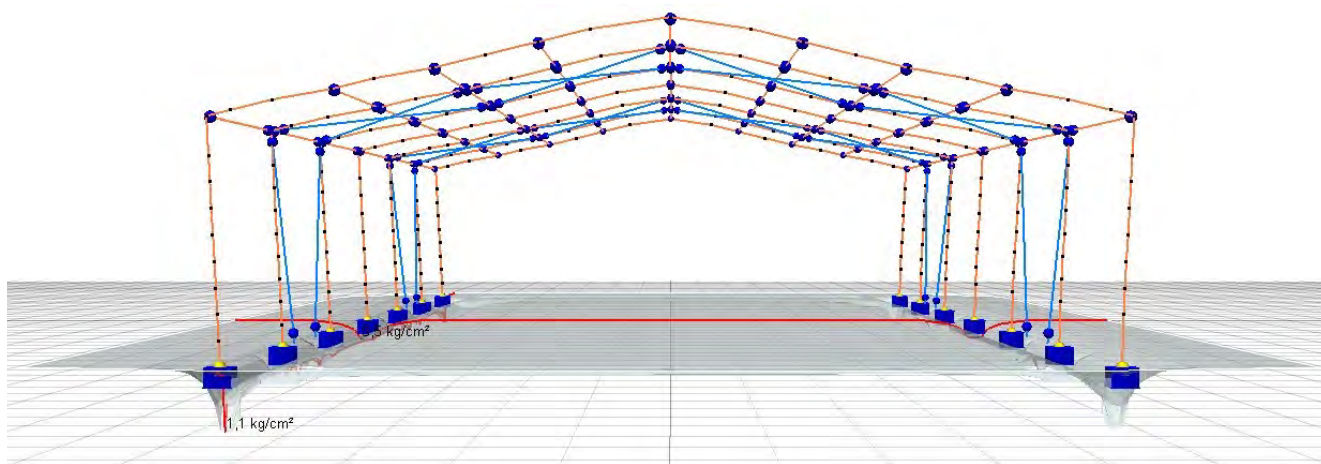
da applicarsi alla  $q_{lim,stat}$  secondo la valutazione di Terzaghi, ovvero senza i coefficienti  $i$  ed  $s$ .

## 9.2 Verifica di capacità della struttura

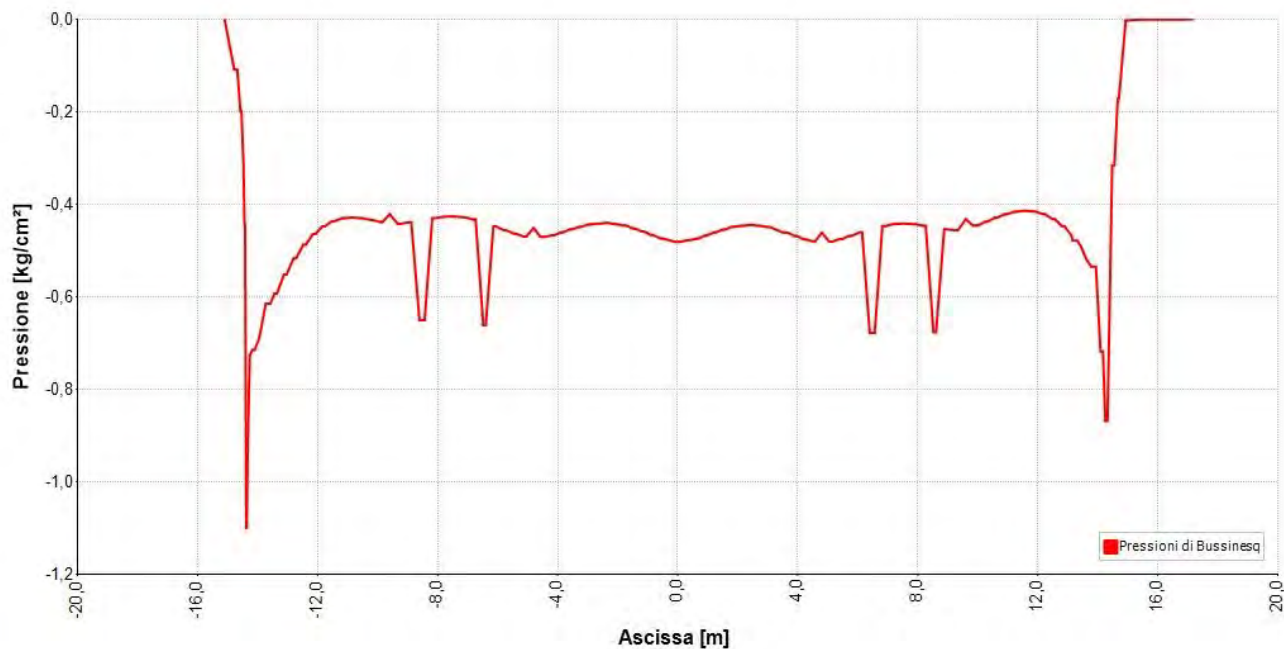
Sulla scorta dei parametri geo meccanici definiti in relazione geologico –geotecnica (sintetizzati nei paragrafi precedenti) e delle azioni ricavata dal modello strutturale tridimensionale dell’edificio, si è condotta una verifica di capacità portante che ha dato i seguenti risultati:

Fondazione	Pressione max	Pressione limite TERZAGHI	Pressione limite MEYERHOF	Pressione limite HANSEN	Pressione limite VESIC
Trave Tf 0 2	0,9	10,0	7,5	5,8	7,8
Trave Tf 0 4	1,1	2,3	1,8	1,3	1,8
Trave Tf__laterale 1 0 1	1,1	2,3	1,8	1,3	1,8
Trave Tf__laterale 2 0 2	1,1	2,3	1,8	1,3	1,8

Si riporta una rappresentazione grafica globale:



E la sezione lungo la direttrice principale del fabbricato:



Sezione lungo X (laterale)

# **10.**

## **CALCOLO *GEO***

### **verifica dei cedimenti**

## 10.1 Metodo

La verifica di sicurezza nei confronti dello stato limite di esercizio dell'insieme terreno – fondazione consiste nel garantire che i cedimenti attesi nel terreno di fondazione siano compatibili con le funzioni dell'opera.

Per **cedimento** si intende l'**abbassamento verticale  $\Delta H$  del piano di posa della fondazione** di una struttura a causa della deformazione del terreno sottostante. Se il piano di appoggio della fondazione si abbassa rigidamente in modo uniforme, la struttura non subisce danni particolari perché lo stato tensionale della struttura non si modifica.

Viceversa, **se il piano di appoggio della fondazione cede in modo non uniforme, la sovrastruttura è soggetta a stati di tensione che potrebbe non essere compatibili con la sua funzionalità.**

La stima dei cedimenti consiste nel calcolare le deformazioni che è ragionevole attendersi nel momento in cui i carichi vengono applicati in fondazione. In questa condizione il suolo subisce un incremento dello stato di sforzo che provoca lo scorrimento delle particelle (con conseguente variazione dell'indice dei vuoti), la deformazione elastica e la rottura dei granuli che costituiscono il terreno.

I cedimenti possono essere classificati come immediati o di consolidazione.

- **Cedimenti immediati.** Sono quelli che si sviluppano generalmente durante l'esecuzione dei lavori e possono considerarsi esauriti poco tempo dopo il completamento della costruzione. Cedimenti di questo tipo sono valutati per terreni incoerenti ed argille non sature.
- **Cedimenti di consolidazione.** Sono quelli che si sviluppano nel tempo e richiedono un periodo dell'ordine di mesi o anni per esaurirsi. Cedimenti di consolidazione prevalgono nei terreni a grana fine, saturi o quasi saturi, per i quali interessa valutare non solo l'entità del cedimento ma anche il tempo necessario perché esso si stabilizzi.

In entrambi i casi si utilizza per il calcolo un'espressione del tipo:

$$\Delta H = (\Delta q/E_s)H$$

Dove  $\Delta q$  è l'incremento di pressione prodotto dal carico applicato,  $E_s$  è il modulo elastico del terreno ed  $H$  è la profondità della zona di influenza del carico, ovvero lo spessore di terreno interessato dall'incremento di tensione.

Esistono diversi metodi per valutare l'**incremento di pressione ad una certa profondità dal piano di imposta** della fondazione.

Uno dei metodi più comuni è quello di Boussinesq basato sulla teoria dell'elasticità.

L'**equazione di Boussinesq** considera un carico puntiforme agente sulla superficie di un semispazio elastico, omogeneo, isotropo, illimitato e privo di peso.

TRAVILOG presenta in 3D i bulbi di pressione calcolati con il metodo di Boussinesq per qualsiasi tipo di fondazione diretta.

Una volta definito l'incremento di tensione nei suoli di fondazione, è possibile integrare le deformazioni che ne conseguono per la profondità di influenza del carico ( $H$ ).

Più in dettaglio, il calcolo dei cedimenti si sviluppa nelle seguenti fasi:

1. si definisce il profilo stratigrafico del terreno;
2. si calcolano gli incrementi di tensione verticale nel terreno di fondazione, determinati dai carichi agenti sul piano di fondazione;
3. si determinano le deformazioni attese per i vari strati di terreno;
4. nel caso di terreni coesivi a bassa permeabilità si valuta l'andamento nel tempo dei cedimenti.

Criteri di ammissibilità dei cedimenti

Dopo aver stimato l'entità dei cedimenti di una fondazione è necessario verificarne l'**accettabilità rispetto alla funzionalità dell'opera.**

Per stabilire quali siano i limiti di cedimento ammesso bisogna tener conto di diversi fattori:

- le caratteristiche strutturali della costruzione, in particolar modo la rigidità degli elementi portanti e la distribuzione delle parti non strutturali come i tamponamenti con le aperture e le pavimentazioni;

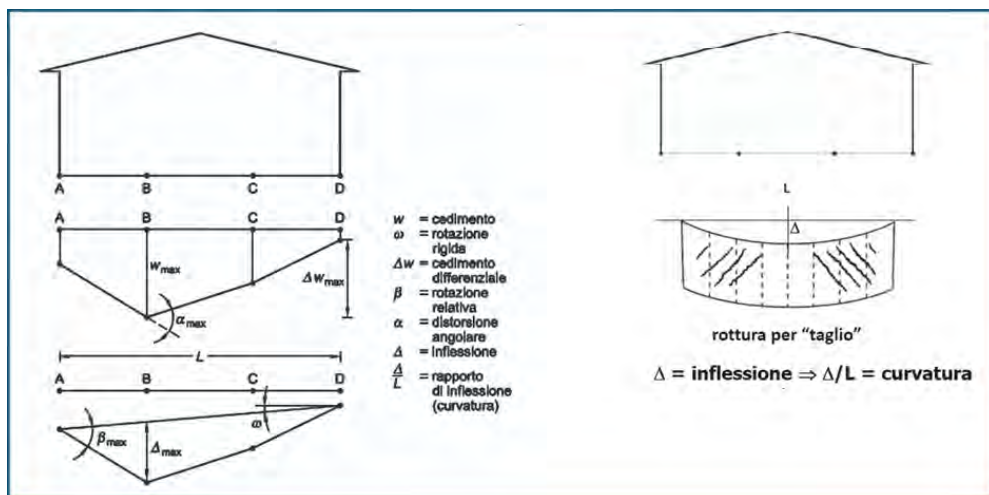
- le caratteristiche di rigidezza della fondazione stessa;
- la destinazione d'uso dell'opera e la qualità dei materiali;
- variabilità spaziale delle caratteristiche del terreno;
- il quadro idrogeologico dell'area interessata dall'opera
- la modalità e i tempi di esecuzione della costruzione.

Si tenga poi presente che un cedimento uniforme non provoca variazioni dello stato tensionale nella sovrastruttura e potrebbe essere da essa tollerato con un ragionevole livello di sicurezza; al contrario **movimenti di rotazione rigida e cedimenti differenziali alterano le sollecitazioni nella struttura e risultano più pericolosi per la stabilità dell'edificio.**

Considerando la terminologia impiegata in figura (introdotta da Burland e Wroth - 1975), sono identificabili per una generica struttura sia i **cedimenti  $w$**  subiti dai differenti punti che il **massimo cedimento differenziale  $\Delta w_{max.i}$** .

La **rotazione relativa  $\beta$** , associata ai cedimenti, indica la rotazione della retta congiungente due punti di riferimento, una volta scorporata la rotazione rigida  $\omega$  della struttura.

Per gli edifici in muratura portante, il cedimento è valutabile in base all'**inflessione della parete** che genera tensioni pericolose nei confronti della rottura a taglio.



Definizioni per la valutazione dei cedimenti differenziali secondo la teoria di Burland e Wroth (1975)

Facendo riferimento agli studi di Skempton e MacDonald (1956), i valori limite della rotazione relativa  $\beta$  possono essere assunti pari a:

- Limite di sicurezza per evitare fessurazioni o lesioni nei tamponamenti:  $\beta=1/500$
- Limite di sicurezza per evitare danni a strutture portanti:  $\beta=1/150$
- Limite di sicurezza per evitare danni a strutture in muratura:  $\beta=1/2000$

Spesso è difficile determinare i valori delle rotazioni relative  $\beta$ , per questo motivo la strada più efficace per giungere a previsioni attendibili è quella di correlare i cedimenti differenziali al cedimento massimo. Si riportano a titolo di esempio le seguenti correlazioni empiriche (Grant et al., 1974):

- fondazioni su sabbie:
  - $w_{max} [mm] = 15.000 \beta$  per fondazioni isolate
  - $w_{max} [mm] = 18.000 \beta$  per fondazioni continue
- fondazioni su argille:
  - $w_{max} [mm] = 30.000 \beta$  per fondazioni isolate
  - $w_{max} [mm] = 35.000 \beta$  per fondazioni continue

In linea generale, per la verifica in condizioni di esercizio (SLE) di strutture fondate su travirovesce, possiamo stabilire:

1. per una **struttura a telaio in c.a.** si sceglie  $\beta = 1/500$  (i tamponamenti più rigidi diventano dimensionanti), allora  $w_{max}$  risulta pari a 3,6cm o 7cm rispettivamente nel caso di sabbie o argille.;
2. in riferimento agli edifici in **muratura portante**, il limite di ammissibilità è  $\beta = 1/2000$ , ottenendo un cedimento massimo pari a 0,9cm per strutture su materiali incoerenti e 1,7cm su materiali coesivi;
3. per una **struttura intelaiata in legno lamellare**, si sceglie  $\beta = 1/300$ , allora  $w_{max}$  risulta pari a 6cm o 11cm rispettivamente nel caso di sabbie o argille

È opportuno considerare che sia accettabile anche rapporto di curvatura  $\Delta/L$ : il confronto potrebbe essere condotto con i risultati ottenuti da Meyerhof (1974) che ipotizza un rapporto di curvatura  $\Delta/L$  massimo pari a  $0,4 \times 10^{-3}$ .

In generale è possibile dire che:

- sono accettabili cedimenti maggiori su terreni coesivi piuttosto che incoerenti (sabbia e ghiaia), poiché avvengono più gradualmente nel tempo e permettono alla struttura di adeguarsi;
- sono ammissibili cedimenti maggiori su sottosuoli uniformi che irregolari in modo da ottenere cedimenti differenziali contenuti;
- gli edifici intelaiati, più flessibili, sopportano meglio i cedimenti differenziali degli edifici di muratura portante, più rigidi e fragili.

e per un rapido confronto si riportano le principali tabellazioni di letteratura (MacDonald e Skempton 1955 - Sowers 1962 - Wilun e Starzewski 1975):

Tabella cedimenti differenziali tollerabili da edifici (in mm.) - MacDonald e Skempton 1955			
Criterio	Fondazioni isolate		Fondazioni a platea
Distorsione angolare (fessure)		0,1	
Massimo cedimento differenziale			
Argille		45 (35)	
Sabbie		30 (25)	
Massimo cedimento			
Argille	75 (60)		75-125 (35-100)
Sabbie	50 (35)		50-75 (35-60)

*fra parentesi i valori massimi raccomandabili*

Tabella cedimenti ammissibili delle strutture - Sowers 1962		
Tipi di movimento	Fattore di limitazione	Valore ammissibile
	Collegamento a reti di servizi	15 ÷ 30 cm
	Accesso	30 ÷ 60 cm
Cedimento	Probabilità di cedimento differenziale	
	- murature portanti	2,5 ÷ 5 cm
	- strutture intelaiate	5 ÷ 10 cm
	- ciminiera, silos	7,5 ÷ 30 cm
	Stabilità al ribaltamento	Dipende dall'altezza e dal peso
		0,04 H
	Rotazione di ciminiera, torri	0,003 L
Rotazione rigida (tilt)	Operatività di macchine	0,0002 L
	- macchine utensili	
	- turbogeneratori	

Tabella cedimenti ammissibili totali e differenziali - Wilun e Starzewski 1975			
Classe edificio e struttura	Tipo di edificio e struttura	Cedimento massimo ammissibile (mm.)	Deformazione angolare massima ammissibile calcolata per tre punti allineati e connessi della fondazione di una struttura ( $\alpha_{amm.}$ )
1	Strutture massicce di notevole rigidezza rispetto agli assi orizzontali, con fondazioni massicce in cls non armato o fondazioni cellulari o graticci rigidi in cls armato	150 ÷ 200	Le differenze massime tra i cedimenti dei vari punti della struttura non dovrebbero causare inclinazioni della fondazione maggiori di 1/100 ÷ 1/200 del rapporto tra la dimensione minore in pianta della fondazione e l'altezza della struttura
2	Strutture isostatiche con giunti e cerniere e strutture in legno	100 ÷ 150	1/100 ÷ 1/200
3	Strutture iperstatiche in acciaio e strutture portanti in laterizio con cordoli in c.a. ad ogni piano, con fondazioni continue in c.a. e con pareti trasversali di almeno 25 cm. di spessore con interassi minori di 6 m. e strutture a telaio in cls armato con le colonne ad interassi minori di 6 m., con fondazioni continue o a platea	80 ÷ 100	1/200 ÷ 1/300
4	Strutture della classe 3 ma che non soddisfano una delle condizioni imposte e strutture in c.a. con fondazioni a plinti	60 ÷ 80	1/300 ÷ 1/500
5	Strutture prefabbricate costituite da grandi pareti o elementi a blocchi	50 ÷ 60	1/500 ÷ 1/700

*I valori minimi si riferiscono ad edifici pubblici, abitazioni o edifici con parti strutturali o finiture sensibili a cedimenti differenziali; i valori maggiori si riferiscono ad edifici alti di considerevole rigidezza rispetto gli assi orizzontali o a strutture che possono accettare eventuali movimenti. I casi speciali (gru a portale, autoclavi ad alte pressioni, serbatoi, sili soggetti a carichi differenziali) il massimo cedimento ammissibile o i cedimenti differenziali od entrambe dovrebbero essere assunti in base a specifiche fornite dagli ingegneri utenti dell'impianto o dai produttori.*



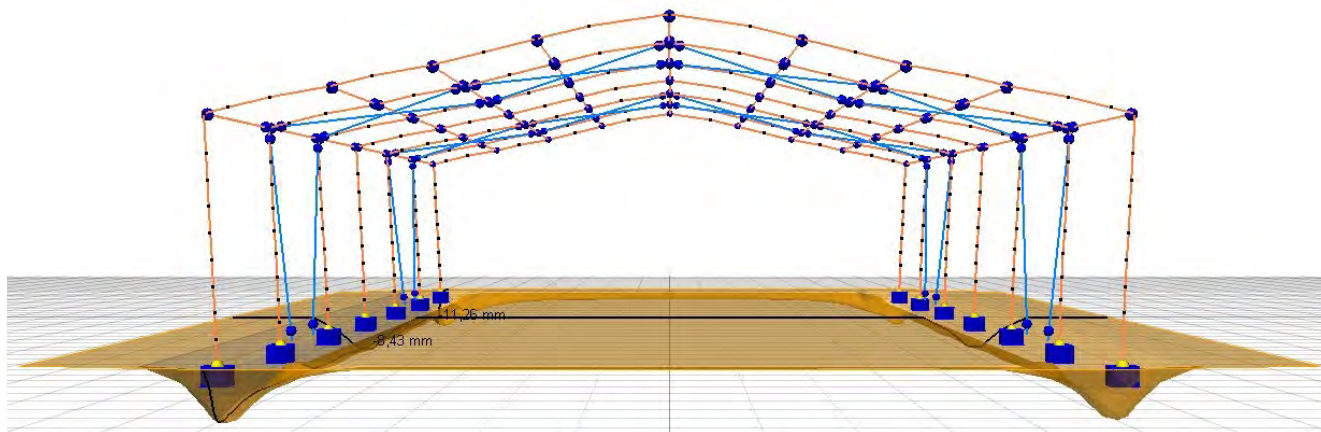
## 10.2 Cedimenti struttura

Sulla scorta dei calcoli condotti sul modello tridimensionale, otteniamo i seguenti cedimenti:

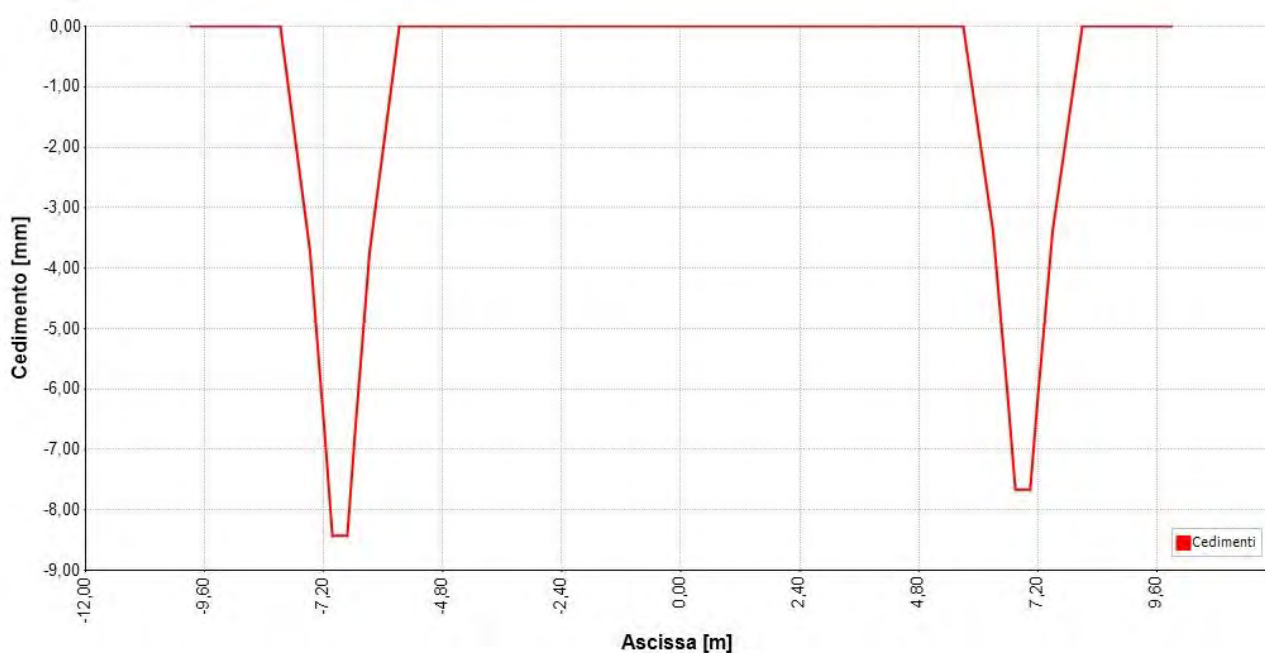
Fondazione	Cedimento min [mm]	Cedimento max [mm]
Trave cordolo laterale dx 0 1	-8,43	0,00
Trave Tcordolo laterale sx 0 2	-8,43	0,00
Trave testata 1 0 3	-3,97	0,00
Trave testata 2 0 4	-3,97	0,00

che risultano inferiori sia al limite evidenziato al paragrafo precedente (60mm) che al limite convenzionale del pollice (25,4mm) che a quelli riportati nelle indicazioni di letteratura (da 35 a 100mm).

Si riporta una rappresentazione grafica globale:



E la sezione lungo la direttrice principale del fabbricato:



Sezione lungo X (laterale)

### **10.3 piano di monitoraggio**

Data la tipologia di opera in progetto non si ritiene necessario prevedere un piano specifico di monitoraggio, rimanendo tuttavia fisse ed invariate le prescrizioni minime riportate nel piano di manutenzione delle opere strutturali in calce alla presente.

# **11.**

## **CONSIDERAZIONI SUL METODO E SUI RISULTATI**

Come si è poc'anzi riportato, i calcoli statici sono stati condotti con l'ausilio di apposito supporto informatico; a tal proposito si specifica che i risultati numerici forniti dal programma sono stati via via verificati al fine di testarne la rispondenza ai parametri reali della struttura e della realizzazione futura di ogni singolo elemento, in coerenza con i criteri progettuali adottati dal sottoscritto, dalle metodologie costruttive e di produzione dei componenti in legno lamellare ed in ferro e fissati a monte della progettazione; i suggerimenti del modello sono stati finalizzati al rispetto delle quantità minime ed alle prescrizioni normative.

Nel rispetto di quanto richiesto nel capitolo 10 dalle Norme Tecniche per le Costruzioni 2018 ed al fine di fornire un giudizio motivato di accettabilità dei valori raggiunti, alla luce delle verifiche e dei calcoli effettuati, di cui è data spiegazione nel presente documento, il progettista strutturale ritiene che i risultati ottenuti relativamente al progetto in oggetto siano conformi a quanto previsto dai regolamenti e dalle leggi vigenti in materia.

A supporto di tale affermazione il progettista dichiara di aver controllato accuratamente i tabulati ottenuti mediante codice di calcolo, di aver preliminarmente esaminato il software di calcolo, ritenendolo affidabile ed idoneo alla struttura in oggetto, di aver confrontato i risultati ottenuti da analisi computazionale con semplici calcoli di massima svolti dallo stesso progettista e di aver infine esaminato gli stati tensionali e deformativi, ritenendoli consistenti e coerenti con la modellazione della struttura analizzata.

# **12.**

## **VALIDAZIONE DELLO STRUMENTO DI CALCOLO**

Ai sensi del cap. 10, punto 10.2 del DM 14 gennaio 2018, si procede alla valutazione dell'attendibilità dei risultati forniti dallo strumento stesso e della modellazione strutturale effettuata dal progettista.

La valutazione verrà effettuata secondo i 3 livelli previsti dalla norma:

- A. Affidabilità dei codici di calcolo (a cura del produttore);
- B. Accettabilità dei risultati: confronto con semplici calcoli di massima eseguiti con metodi tradizionali;
- C. Validazione indipendente dei codici mediante altro strumento di calcolo.

### **12.1 Test di verifica condotti dal produttore**

Per quanto concerne i software più elaborati, prodotti da Logical Soft (Travilog, Elements...), Geo Stru (Parametri e Formula) e da Dolmen (IS IperFond, IS Micropali) i produttori hanno fornito le relazioni di validazione con i prescritti esempi di confronto, alle quali si rimanda<sup>3</sup> per tutte le considerazioni del caso.

### **12.2 accettabilità dei risultati:**

#### **confronto con semplici calcoli di massima eseguiti con metodi tradizionali**

La maggior parte delle elaborazioni avviene direttamente con fogli di calcolo avanzati che replicano le formule di letteratura e pertanto la validazione dello strumento è legata alla verifica che i valori emessi dal codice siano gli stessi che deriverebbero da un calcolo "manuale".

In ossequio alla normativa, si è proceduto in passato ad una verifica di un caso semplice, prima con le classiche formule parametriche figlie della scienza delle costruzioni e normalmente rintracciabili in letteratura (si veda in particolare il Prontuario di Calcolo Strutturale, Furiozzi/Messina/Paolini, ed. LeMonnier, 2000) e poi tramite modellazione con i codici di calcolo: i test di verifica su strutture rettilinee hanno dato ampio riscotro dell'affidabilità del codice di calcolo.

Per quanto concerne la verifica dell'affidabilità dei fogli di calcolo, si è proceduto in modo analogo, confrontando i risultati emessi dal foglio Excel® con esempi già risolti presenti nei vari manuali di letteratura.

Per la verifica dei piccoli software commerciali impiegati, si sono risolti i medesimi casi con entrambi i codici di calcolo, verificando la sovrapposibilità dei risultati.

Per la verifica delle pressioni al disotto della fondazione, si è proceduto ad un confronto speditivo dividendo la massima azione verticale per la superficie dell'impronta a terra della porzione di cordolo impegnata da ogni arco/pilastro.

### **12.3 validazione indipendente del codice:**

#### **esecuzione dei medesimi calcoli con altro codice di calcolo**

Poiché la normativa lascia margine di discrezionalità per questa verifica, trattandosi di un edificio di modesto impegno statico e non di notevole importanza, non si è proceduto con l'esecuzione dei calcoli mediante un diverso codice di calcolo, lasciando facoltà al collaudatore –qualora lo ritenesse- di procedere in tal senso.

---

<sup>3</sup> Le relazioni di validazione sono disponibili sui siti delle singole software house e sono conservate in formato PDF anche nell'archivio dello scrivente progettista strutturale, a disposizione per eventuali verifiche.