



Appunti universitari

Tesi di laurea

Cartoleria e cancelleria

Stampa file e fotocopie

Print on demand

Rilegature

NUMERO: 2347A

ANNO: 2018

A P P U N T I

STUDENTE: Corrao Stefano

**MATERIA: Teoria e Progetto delle Costruzioni in C.A. e C.A.P.
(Relazione) - Prof. Giordano**

Il presente lavoro nasce dall'impegno dell'autore ed è distribuito in accordo con il Centro Appunti.

Tutti i diritti sono riservati. È vietata qualsiasi riproduzione, copia totale o parziale, dei contenuti inseriti nel presente volume, ivi inclusa la memorizzazione, rielaborazione, diffusione o distribuzione dei contenuti stessi mediante qualunque supporto magnetico o cartaceo, piattaforma tecnologica o rete telematica, senza previa autorizzazione scritta dell'autore.

**ATTENZIONE: QUESTI APPUNTI SONO FATTI DA STUDENTIE NON SONO STATI VISIONATI DAL DOCENTE.
IL NOME DEL PROFESSORE, SERVE SOLO PER IDENTIFICARE IL CORSO.**



POLITECNICO DI TORINO
LAUREA MAGISTRALE IN INGEGNERIA CIVILE
TEORIA E PROGETTO DI STRUTTURE IN C.A E C.A.P. (03BINMX)

Relazione di calcolo

Teoria e progetto di strutture in C.A. e C.A.P.

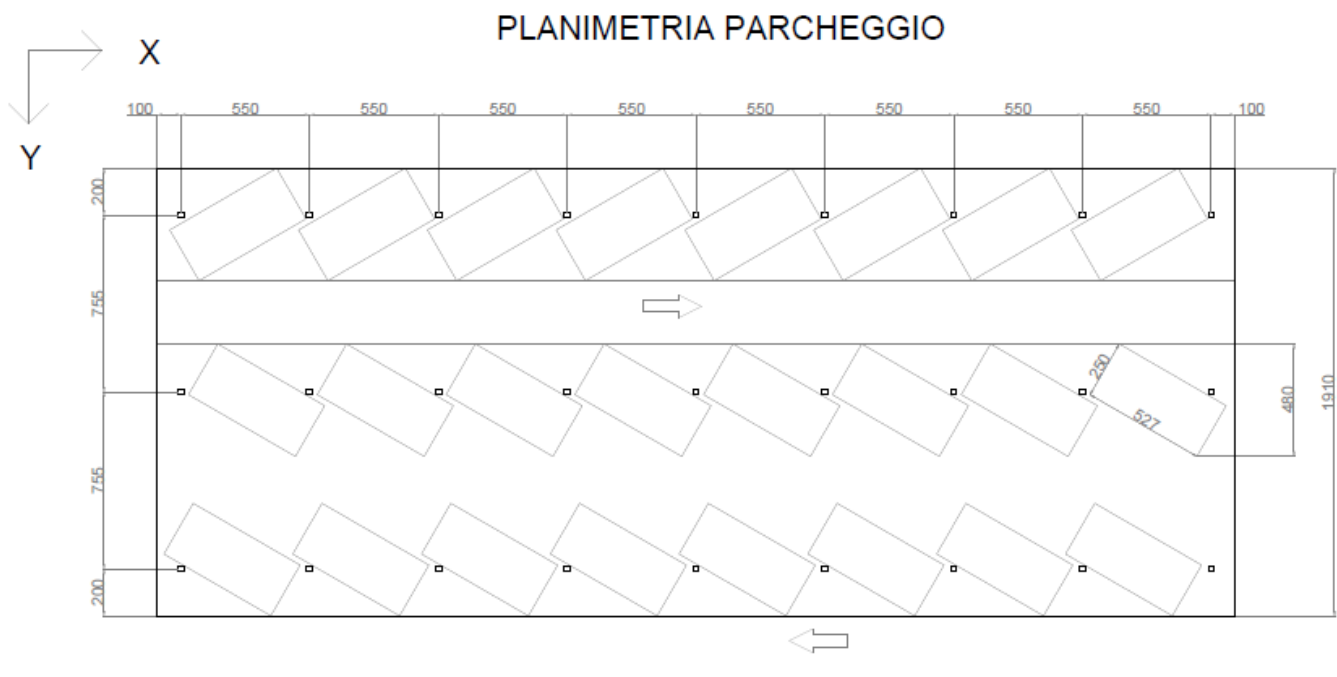
Professore: Luca Giordano

SOMMARIO

1. INTRODUZIONE	5
2. RIFERIMENTI NORMATIVI	7
3. MATERIALI	8
3.1 <i>Strutture in elevato</i>	8
3.2 <i>Strutture di Fondazione</i>	8
4. PARAMETRI GEOTECNICI	9
5. MODELLI DI CALCOLO	10
5.1 <i>Supporto informatico</i>	10
5.2 <i>Solaio</i>	10
5.3 <i>Travi Principali</i>	10
5.4 <i>Travi Secondarie</i>	11
5.5 <i>Pilastrri</i>	11
5.6 <i>Plinti</i>	12
6. ANALISI DEI CARICHI	13
6.1 <i>Solaio</i>	13
6.2 <i>Travi Principali</i>	13
6.2.1 <i>Trave Principale centrale</i>	13
6.2.2 <i>Trave Principale di Bordo</i>	13
6.3 <i>Travi Secondarie</i>	14
6.4 <i>Pilastrri</i>	14
6.4.1 <i>Telaio Principale Centrale</i>	14
6.4.2 <i>Telaio Secondario</i>	14
6.5 <i>Plinti</i>	14
7. COMBINAZIONE DELLE AZIONI	15
7.1 <i>Solaio – Travi Principali – Travi Secondarie</i>	15
7.2 <i>Pilastrri</i>	15
7.3 <i>Plinti</i>	16
7.3.1 <i>Plinto 22</i>	16
7.3.2 <i>Plinto 32</i>	16
7.3.3 <i>Plinto 21</i>	16
7.3.4 <i>Plinto 31</i>	17
8. VERIFICHE STRUTTURALI	17
8.1 <i>Solaio</i>	19
8.1.1 <i>Progetto e Verifica a Flessione (SLU)</i>	19

1. INTRODUZIONE

La struttura in analisi è ubicata in comune di Torino ad un'altitudine di 335 metri s.l.m. Si tratta di un'autorimessa ad un piano fuori terra, contenente in totale 24 posti distribuiti equamente su tutto il piano terra, mentre l'impalcato assolve unicamente ad una funzione di copertura. I parcheggi sono disposti a "liscia di pesce" con un'inclinazione di 30° rispetto alla corsia di marcia e suddivisi su tre file, distanziate da una corsia di marcia e da un transito pedonale. Ogni parcheggio misura 2.5 m x 5.27 m



La struttura, realizzata in cemento armato ordinario, risulta completamente gettata in opera ed è composta dai seguenti elementi strutturali:

- 1 solaio
- 9 travi principali lungo il lato corto
- 3 travi secondarie di irrigidimento sul lato lungo
- 27 pilastri 25x25 poggianti sui plinti di fondazione.

2. RIFERIMENTI NORMATIVI

- D.M. 14-01-2008 “Norme tecniche per le costruzioni”
- Istruzioni per l’applicazione delle “Norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 14 gennaio 2008

Allo stesso tempo, per questioni accessorie riguardanti la progettazione e per approfondimenti normativi, sono state attinte informazioni anche da

- EN 1990 Eurocode: Basic of Structural Design
- EN 1991 Eurocode 1 Action on structures
- EN 1992 Eurocode 2 Design of concrete structures

$f_{ctd} = 1.20 \text{ MPa}$ (Resistenza a trazione di calcolo) [$\gamma_c=1.5$]

$\alpha = 0.00001 \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ (Coefficiente di dilatazione termica)

Sottofondo di Fondazione

CALCESTRUZZO C8/10

$R_{ck} = 10 \text{ MPa}$

$f_{ck} = 8 \text{ MPa}$

ACCIAIO B450C :

$f_{yk} = 450 \text{ MPa}$ (Tensione caratteristica di snervamento)

$f_{yd} = 391.30 \text{ Mpa}$ (Tensione di snervamento di calcolo) [$\gamma_s = 1.15$]

$E_s = 200000 \text{ MPa}$ (Modulo elastico)

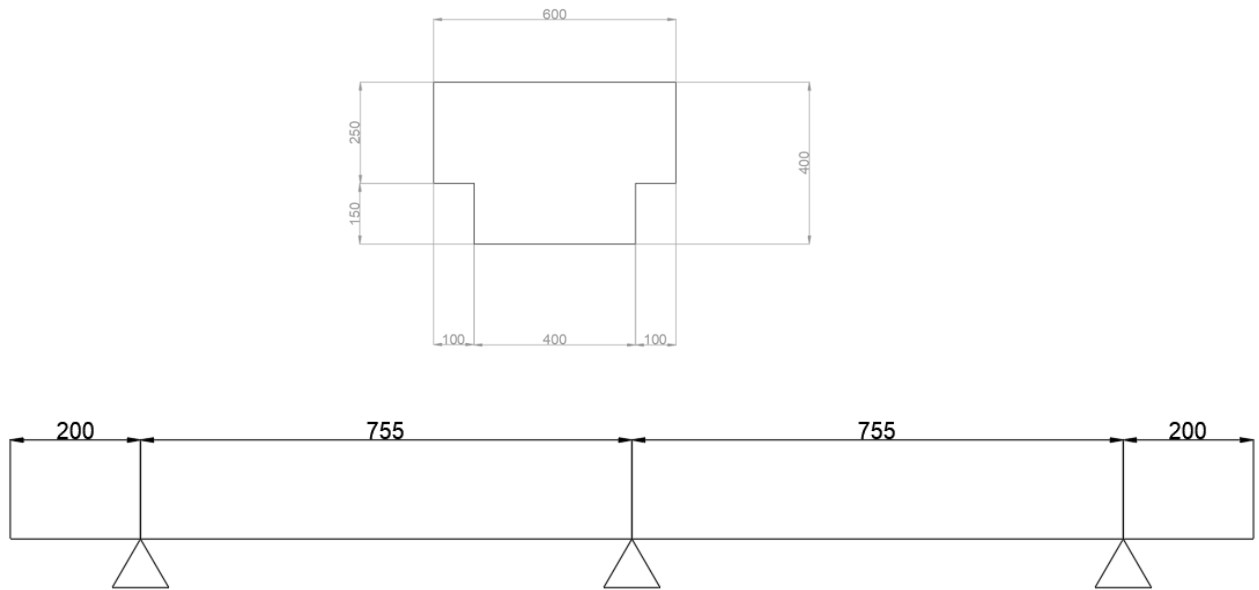
Copriferro: 5.0 cm

4. PARAMETRI GEOTECNICI

Con riferimento alla progettazione delle fondazioni, si presuppone di conoscere una serie di dati geotecnici relativi al terreno di costruzione delle stesse. Nello specifico:

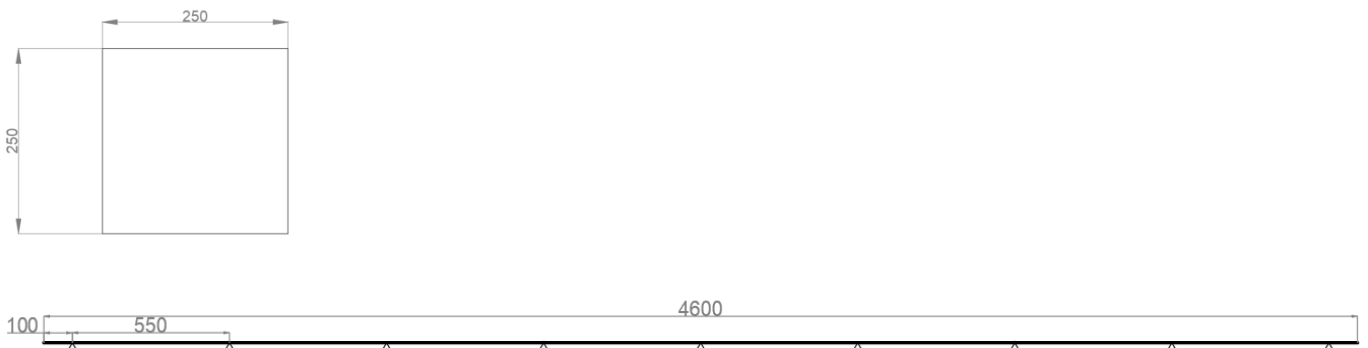
- $\gamma = 20 \text{ KN/m}^3$
- $\Phi = 34^\circ$
- $c' = 0$
- $N_{spt} = 20$

Si trascura inoltre l'influenza di qualsiasi tipo di falda, ipotizzando che la sua eventuale presenza vada a collocarsi ben al di sotto dei primi metri di terreno coinvolti nello scavo



5.4 Travi Secondarie

Le travi secondarie sono state modellate secondo uno schema a trave continua su 9 appoggi; ad ogni campata è associata una luce di 5.5 m, a fronte di uno sviluppo totale pari a 44 m più due sbalzi alle estremità di un metro .



5.5 Pilastrì

Al fine di calcolare le caratteristiche di sollecitazione associate ai pilastri si è passato attraverso la modellazione di due telai, uno principale e uno secondario, entrambi caratterizzati per un incastro al piede dato dalla fondazione. Il telaio principale presenta un'altezza media dei pilastri pari a 455 cm (media tra il pilastro di 440 cm, quello di 455 cm e quello di 470 cm, conseguenza dell'inclinazione della copertura) ed è dotato di pilastri con sezione 25x25 cm e trave a sezione T 60x25 e nervatura 40x15 cm.

I telai principali si distinguono per una larghezza di influenza pari a:

- 5.5 m per quelli centrali
- 3.75 m per quelli di bordo

6. ANALISI DEI CARICHI

6.1 Solaio

Elemento	b	h	A	γ	Peso
	[m]	[m]	[m ²]	[KN/m ³]	[KN/m]
Travetti in CA	0.12	0.20	0.024	25	0.60
Solaio in CA	0.62	0.05	0.031	25	0.675
Pignatta	0.50	0.20	0.1	3.92	0.392
Intonaco	0.62	0.015	0.0093	20	0.186
Massetto	0.62	0.05	0.031	12	0.372
Guaina	0.62	0.005	0.0031	20	0.0062
Copertura	0.62	0.01	0.0062	18	0.124
G1					2.41

Si presuppone che tutti i carichi, anche quelli relativi alla copertura impermeabilizzante, rimangano attivi per l'intera vita dell'opera, e per questo vengono classificati come G1

- Carichi Variabili
Carico Neve (zona Torino)
 $q_s = 1,77 \cdot 0,8 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,62 = 0,874 \text{ KN/m}$
Carico Variabile
 $q = 0,5 \cdot 0,62 = 0,31 \text{ KN/m}$

6.2 Travi Principali

6.2.1 Trave Principale centrale

- Rmax dal solaio = 20.8 KN
- Peso Proprio G1 = 5.25 KN/m
- $G1 = G1_{\text{trave}} + R_{\text{maxSolaio}}/0.62\text{m} = 38.8 \text{ KN/m}$
- Carico Neve : $q_s = 0.874 \text{ KN/m}$
- Variabile $q=0.31 \text{ KN/m}$

6.2.2 Trave Principale di Bordo

- Rmax dal solaio = 11.23 KN
- Peso Proprio G1 = 5.25 KN/m
- $G1 = G1_{\text{trave}} + R_{\text{maxSolaio}}/0.62\text{m} = 16.48 \text{ KN/m}$
- Carico Neve : $q_s = 0.874 \text{ KN/m}$
- Variabile $q=0.31 \text{ KN/m}$

7. COMBINAZIONE DELLE AZIONI

7.1 Solaio – Travi Principali – Travi Secondarie

Vengono impiegate le seguenti combinazioni riferite alle azioni indicate all'interno della NTC2008:

- Progetto SLU
Combinazione delle azioni per situazioni di progetto persistenti o transitorie (Combinazione Fondamentale)

$$G_1 \cdot \gamma_{G1} + G_2 \cdot \gamma_{G2} + P \cdot \gamma_P + Q_{k,1} \cdot \gamma_q + \sum_i Q_{k,1} \cdot \gamma_q \cdot \psi_{0,i}$$

- Verifiche SLE
Combinazione delle azioni Caratteristica:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k,1} + \sum_i Q_{k,i} \cdot \psi_{2,i}$$

Combinazione delle azioni Quasi Permanente

$$G_1 + G_2 + P + \sum_i Q_{k,i} \cdot \psi_{2,i}$$

Per quanto riguarda i coefficienti, si fa riferimento alla seguente tabella:

Azioni	γ	ψ_0	ψ_1	ψ_2
G1	1,3 / 1	-	-	-
G2	1,3 / 1	-	-	-
Q neve	1,5 / 0	0,5	0,2	0

7.2 Pilastrini

Sono stati presi in considerazione i pilastrini centrali e i pilastrini laterali più alti della trave principale di bordo (pilastrino 21 e 31) e dalla trave principale successiva (pilastrino 22 e 32). Si sono invilupate le azioni derivanti dal telaio principale con vento agente in direzione y e le azioni derivanti dal telaio secondario con vento agente in direzione x

	Inviluppo momento vento in dir X+ vento in dir Y		
	Nsd	Mx	My
	KN	KNm	KNm
<i>pilastrino</i>			
31	172.7	4.26	16.9
21	266.0	4.26	1.73
32	278.6	0.34	27.15
22	444.0	0.34	1.73

7.3.4 Plinto 31

	<i>Nsd</i>	<i>Mx</i>	<i>My</i>	<i>Tx</i>	<i>Ty</i>
	<i>KN</i>	<i>KNm</i>	<i>KNm</i>	<i>KN</i>	<i>KN</i>
<i>Vento dir Y</i>	191.94	0.2	8.61	0.1	5.15
<i>Vento dir X</i>	191.94	0.6	7.54	0.3	4.72

8. VERIFICHE STRUTTURALI

STATO LIMITE ULTIMO

Nelle verifiche a Stato Limite Ultimo (SLU) si va a considerare la capacità resistente dell'elemento strutturale. Solitamente la valutazione avviene sulla base delle linee di influenza al fine di individuare le sollecitazioni più gravose in termini di massimizzazione degli sforzi (sia per quanto riguarda l'involuppo dei momenti sia quello dei tagli). In generale la condizione da rispettare per i Momenti è la seguente:

$$M_{sd} < M_{rd}$$

La verifica a taglio dipende invece dal fatto che l'elemento sia dotato o meno di armatura a taglio (visto che l'elemento presenta comunque una naturale resistenza al taglio):

$$V_{sd} < V_{rd,c} \quad (\text{elementi privi di armatura specifica})$$

$$V_{sd} < V_{rd,s} \quad (\text{elementi con armatura specifica})$$

STATO LIMITE ESERCIZIO

Le verifiche a SLE si suddividono in 3 tipologie:

- Stato Limite di Tensione
- Stato Limite di Fessurazione
- Stato Limite di Deformazione

Stato Limite di Tensione

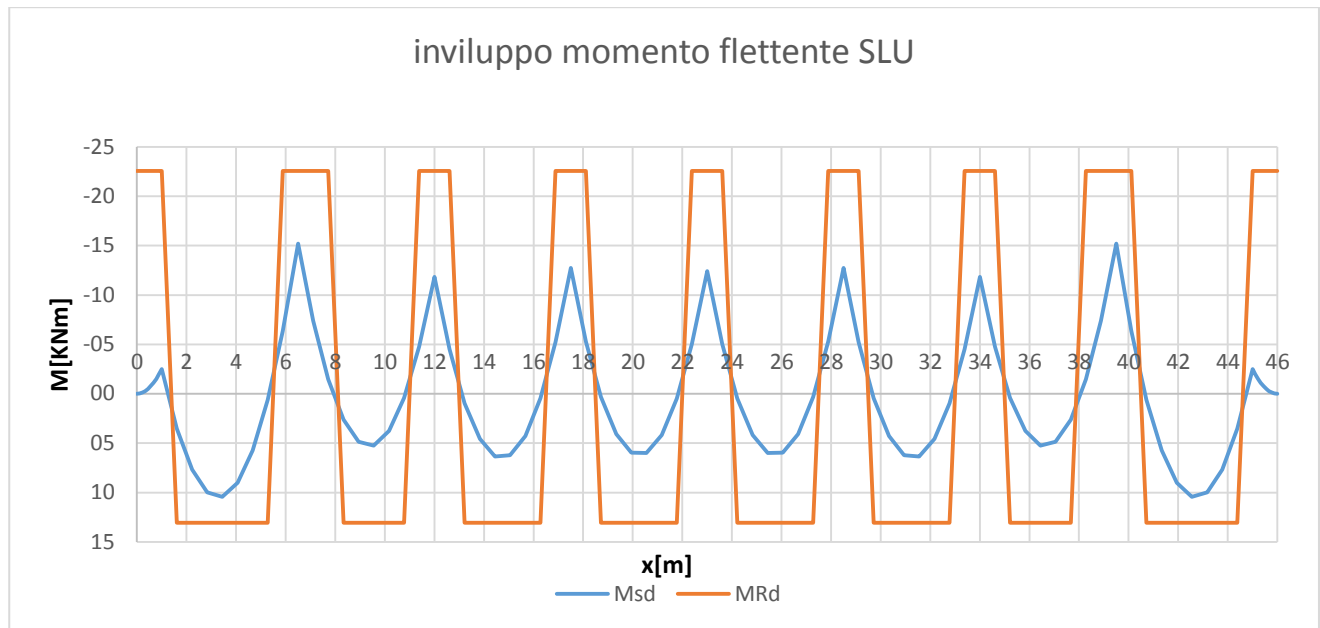
Tale verifica impone il calcolo delle tensioni a cui la struttura è sottoposta in presenza delle combinazioni di carico Caratteristica e Quasi Permanente. Nello specifico, sono necessarie le seguenti verifiche:

- Tensione di compressione nel calcestruzzo sotto combinazione Caratteristica $< 0,6 f_{ck}$
- Tensione di trazione nell'armatura sotto combinazione Caratteristica $< 0,8 f_{yk}$
- Tensione di compressione nel calcestruzzo sotto combinazione Quasi Permanente $< 0,45 f_{ck}$

8.1 Solaio

8.1.1 Progetto e Verifica a Flessione (SLU)

Di seguito viene mostrato l'involuppo dei momenti sollecitanti e resistenti, dato che i coefficienti ψ per il carico distribuito di categoria H sono nulli l'unico carico variabile è la neve, che cade uniformemente sulla copertura, l'involuppo di momento è dato da una sola combinazione delle azioni ($G*1.3+neve*1.5$)



A seguire si mostra la tabella che raccoglie, per le sezioni più influenti, il calcolo del momento sollecitanti e da esso deriva (con un procedimento mostrato a titolo di esempio per una delle sezioni in esame, al punto successivo) la quantità di armatura e la sua distribuzione sotto forma di ferri effettivamente disponibili in commercio:

Sezione	z	Msd	d	b	μ_{sd}	ω_0	As0	X	b_tesa	As,min	As,req	As,eff	ϕ	Xeff	Mrd
	m	kNm	mm	mm	-	-	mm ²	mm	mm	mm ²	mm ²	mm ²		mm	KNm
A	1.00	-2.22	213	120	0.022	0.022	27	6	620	229	229	308	2 ϕ 14	178	22.5
B	3.44	9.31	215	620	0.018	0.018	112	5	120	44	112	157	2 ϕ 10	7	13.0
C	6.50	-13.57	213	120	0.135	0.146	174	39	620	229	229	308	2 ϕ 14	178	22.5

$$\xi^* = \frac{x^*}{d} = \frac{69.2}{213} = 0.325$$

Tale valore rispetta i limiti della tabella di Montoya:

$$\xi_{inf} = 0,049 < 0.325 < 0,450 = \xi_{sup}$$

Pertanto l'armatura tesa è snervata come da nostra ipotesi.

Si può infine calcolare il momento resistente della sezione:

$$M_{rd} = [A_{s,eff} \cdot f_{yd} \cdot (d - 0,4 \cdot x^*)] \cdot 10^{-6} = 22.53 \text{ KNm} > 13.57 \text{ KNm} \quad \text{OK!}$$

La sezione è verificata!

8.1.2 Verifica a Taglio (SLU)

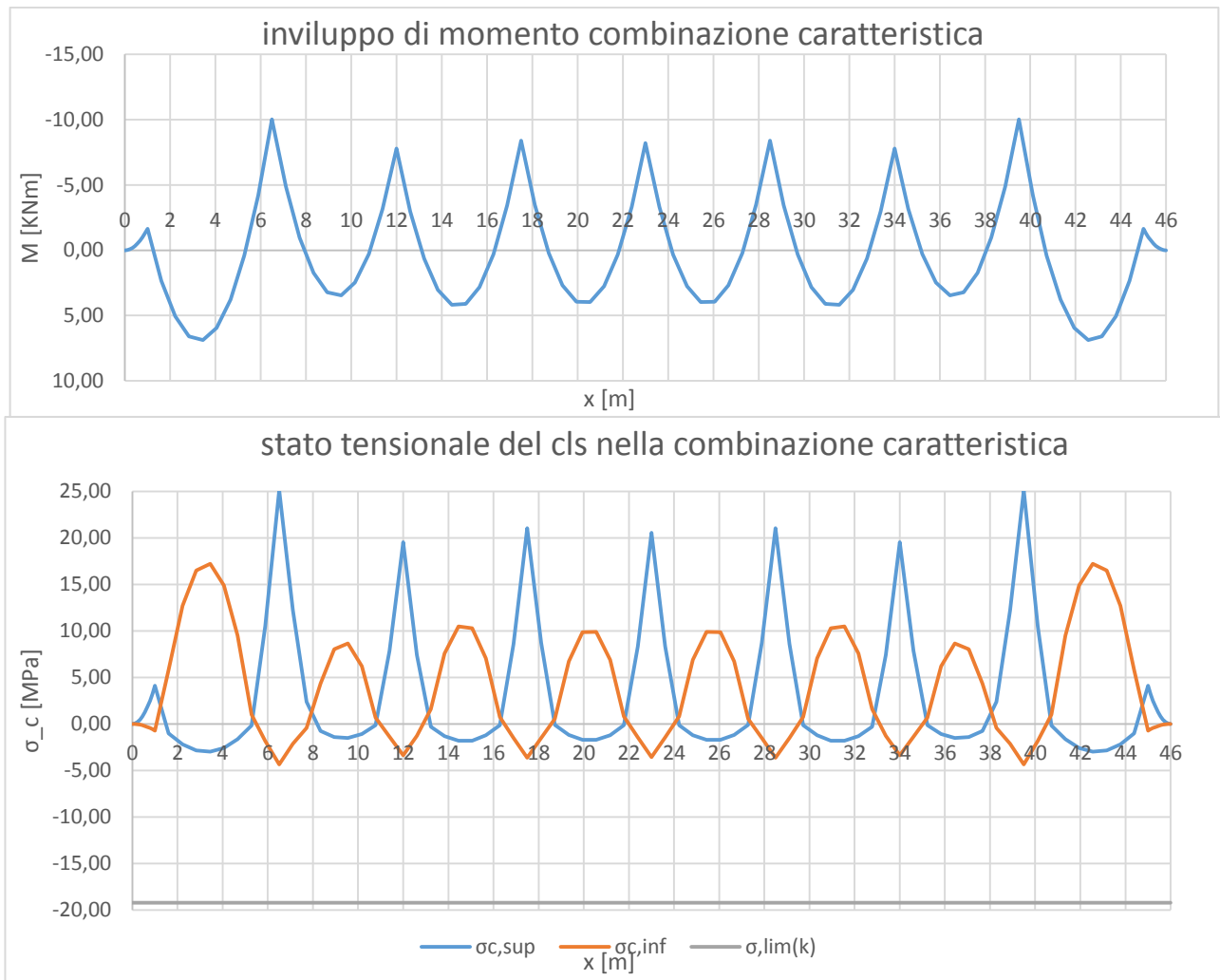
Il solaio non ha bisogno di armatura specifica a taglio, pertanto è sufficiente verificare che la resistenza propria dell'elemento rimanga maggiore del taglio sollecitante.

Si riporta di seguito i risultati della verifica per le sezioni maggiormente sollecitate.

Sezione	<i>z</i>	<i>Ved</i>	<i>bw</i>	<i>d</i>	<i>As</i>	<i>Crd</i>	<i>k</i>	<i>ρl</i>	<i>Vrd,c</i>	VERIFICA
	m	KN	mm	mm	mm ²			[-]	KN	
A	1	1.83	120	213	308	0.12	1.97	0.012	20.5	Ok
	1	-10.14	120	213	308	0.12	1.97	0.012	20.5	Ok
C	6.5	14.27	120	213	308	0.12	1.97	0.012	20.5	Ok
	6.5	-12.75	120	213	308	0.12	1.97	0.012	20.5	Ok

8.1.3 Stato limite di Tensione (SLE)

Come riferimento si prende l'involuppo delle azioni in combinazione Caratteristica e Quasi Permanente



Esempio di Calcolo

Come esempio esplicativo, si illustra il calcolo di una sezione

Sezione C (x=6.5m)

Si calcolano le tensioni considerando caratteristiche omogeneizzate rispetto al CLS per quanto riguarda la sezione reagente:

$$n = 15$$

Annullando la formulazione del momento statico e operando matematicamente, si ottiene l'equazione dell'asse neutro:

$$S_{n-n} = \frac{bx^2}{2} + nA_{s2}(x-d_2) - nA_{s1}(d-x) = 0$$

$$x = \frac{n(A_{s1} + A_{s2})}{b} \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2bd}{n(A_{s1} + A_{s2})} \frac{dA_{s1} + d_2A_{s2}}{A_{s1} + A_{s2}}} \right)$$

Dove:

$$A_{s1} = 308 \text{ mm}^2 ; A_{s2} = 157 \text{ mm}^2$$

$$b = 120 \text{ mm (base compressa)}$$

$$d = 213 \text{ mm}$$

Ne consegue che la posizione dell'asse neutro è pari a $x = 36.83 \text{ mm}$ a partire dal bordo compresso (inferiore).

Si passa quindi a calcolare l'inerzia della sezione fessurata:

$$J = \frac{bx^3}{3} + nA_{s2}(x-d_2)^2 + nA_{s1}(d-x)^2$$

$$J=85121015 \text{ mm}^4$$

Tramite Navier si ricava:

$$\sigma_{c,max} = \frac{M_{sd}}{J} y = \frac{10.03 \cdot 10^6}{85121015} 36.83 = -4.34 \text{ MPa (di compressione)}$$

Da esso è immediato risalire al valore di tensione nell'acciaio:

$$\sigma_s = \frac{M_{sd}}{J} y_{s1} \cdot n = \frac{10.03 \cdot 10^6}{85121015} \cdot (213 - 36.83) \cdot 15 = 311 \text{ MPa (di trazione)}$$

La sezione è verificata.

- Sez. C

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{228.77 - \frac{3.02}{0.036} (1 + 15 \cdot 0.036)}{200000} = 0.00049 < 0.00069 = \frac{0.6 * 228.77}{200000}$$

$$w_k = s_{rmax}(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = 168.11 \cdot 0.00069 = 0.12 \text{ mm} < 0.2 \text{ mm} = w_1$$

Le sezioni risultano ampiamente verificate.

8.1.5 Stato Limite di Deformazione

In presenza di solaio dotati di luce inferiore ai 10 metri, in base alla Circolare NTC, è possibile eseguire la verifica di Deformazione semplicemente assicurandosi che la snellezza dell'elemento rimanga inferiore al valore limite:

$$\lambda \leq K \left[11 + \frac{0,0015 \cdot f_{ck}}{\rho + \rho'} \right] \cdot \left[\frac{500 \cdot A_{s,eff}}{f_{yk} \cdot A_{s,calc}} \right]$$

La verifica viene eseguita su una campata terminale e su uno sbalzo

Sezione	K	ρ	Ac	As,calc	As	λ	λ lim	Verifica
	-	-	mm ²	mm ²	mm ²	-	-	-
Campata	1.3	0.005	33400	112	157	22.79	39.7	OK
Sbalzo	0.4	0.009	33400	233	308	4.7	7.6	OK

Le sezioni risultano verificate.

Ricaviamo la percentuale meccanica di armatura necessaria

$$\omega_0 = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0.068} = 0.070$$

Troviamo così la quantità di armatura richiesta

$$A_{s0} = \omega_0 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.070 \cdot 600 \cdot \frac{18.13}{391.3} = 691 \text{ mm}^2$$

Ricerchiamo la posizione dell'asse neutro :

$$x = \frac{A_{s0} \cdot f_{yd}}{0.8 \cdot b \cdot f_{cd}} = \frac{174 \cdot 391.3}{0.8 \cdot 120 \cdot 18.13} = 31 \text{ mm}$$

L'asse neutro cade all'interno della soletta

Confrontiamo tale Area teorica con l'Area minima necessaria ad assorbire il momento.

$$A_{s,min} = \frac{f_{ctm} \cdot 0.26 \cdot b_t \cdot d}{f_{yk}} = \frac{3.02 \cdot 0.26 \cdot 600 \cdot 355}{450} = 248 \text{ mm}^2$$

L'armatura minima da impiegare è il valore maggiore tra le due armature di riferimento dunque in questo caso A_{s0} .

A questo punto calcoliamo il numero di barre $\Phi 14$ necessarie.

$$\#_{ferri} = \frac{A_{s,min}}{A_{\Phi 14}} = \frac{A_{s,min}}{A_{\Phi 14}} = \frac{691}{154} \cong 4.5 \text{ ferri}$$

Per questione di simmetria nell'armare il solaio si utilizzeranno 5 $\phi 14$

$$A_{s,eff} = 770 \text{ mm}^2$$

Si verifica ora che con tale armatura siano rispettati i limiti di profondità dell'asse neutro dettati dalle tabelle di Montoya.

$$x^* = \frac{A_{s,eff} \cdot f_{yd}}{0.8 \cdot f_{cd} \cdot b} = \frac{770 \cdot 391.3}{0.8 \cdot 18.13 \cdot 600} = 35 \text{ mm}$$

$$\xi^* = \frac{x^*}{d} = \frac{35}{355} = 0.1$$

Tale valore rispetta i limiti della tabella di Montoya:

$$\xi_{inf} = 0.049 < 0.1 < 0.450 = \xi_{sup}$$

Pertanto l'armatura tesa è snervata come da nostra ipotesi.

Si può infine calcolare il momento resistente della sezione:

$$M_{rd} = [A_{s,eff} \cdot f_{yd} \cdot (d - 0.4 \cdot x^*)] \cdot 10^{-6} = 102.8 \text{ KNm} > 92.6 \text{ KNm} \quad \text{OK!}$$

La sezione è verificata!

In base alla normativa, è prescritto un quantitativo minimo di armatura trasversale per tutta la lunghezza della trave. Nello specifico, le travi devono prevedere armatura trasversale costituita da staffe con sezione complessiva non inferiore a $1,5b \text{ mm}^2/\text{m}$, dove b è lo spessore minimo dell'anima in millimetri, con un minimo di tre staffe al metro e comunque passo non superiore a 0,8 volte l'altezza utile della sezione. Deve essere inoltre garantito un rapporto geometrico non inferiore a:

$$0.08 \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = 1.02 \cdot 10^{-3} \quad (\text{per cls C 32/40 e acciaio Fe B450})$$

Una volta deciso di impiegare staffe $\Phi 8$, tramite le limitazioni sopra indicate si ricava un limite superiore per il passo delle staffe pari a 284 mm.

Si riporta qui in seguito i risultati della verifica per le sezioni di appoggio.

Sezione	z	V_{ed}	A_{st}	s	z	α_{cw}	b_w	v_l	$V_{rd,max}$	V_{rsd}	VERIFICA
	m	KN	mm	mm	mm	-	mm	-	KN	[-]	
A	2.00	-60.7	101	200	319.5	1	400	0.528	495	156.7	Ok
	2.00	101.1	101	200	319.5	1	400	0.528	495	156.7	Ok
C	9.55	-128	101	200	319.5	1	400	0.528	495	156.7	Ok
	9.55	128	101	200	319.5	1	400	0.528	495	156.7	Ok

Esempio di Calcolo

Come di consueto, si riporta un calcolo esemplificativo:

La formulazione per stimare il taglio resistente (in presenza di staffe poste in verticale, quindi ortogonali all'armatura):

$$V_{rd,s} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{st}}{s} \cdot f_{yd} \cdot \cotg(\vartheta)$$

$$V_{rd,max} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot v \cdot f_{cd} \cdot \frac{1}{\tan\vartheta + \cotg\vartheta}$$

Bisogna ora uguagliare i valori di $V_{rd,max} = V_{rd,s}$ per ricavare il valore dell'angolo ϑ la cui tangente impone un valore limite pari a:

$$\cotg(\vartheta) = 2,5$$

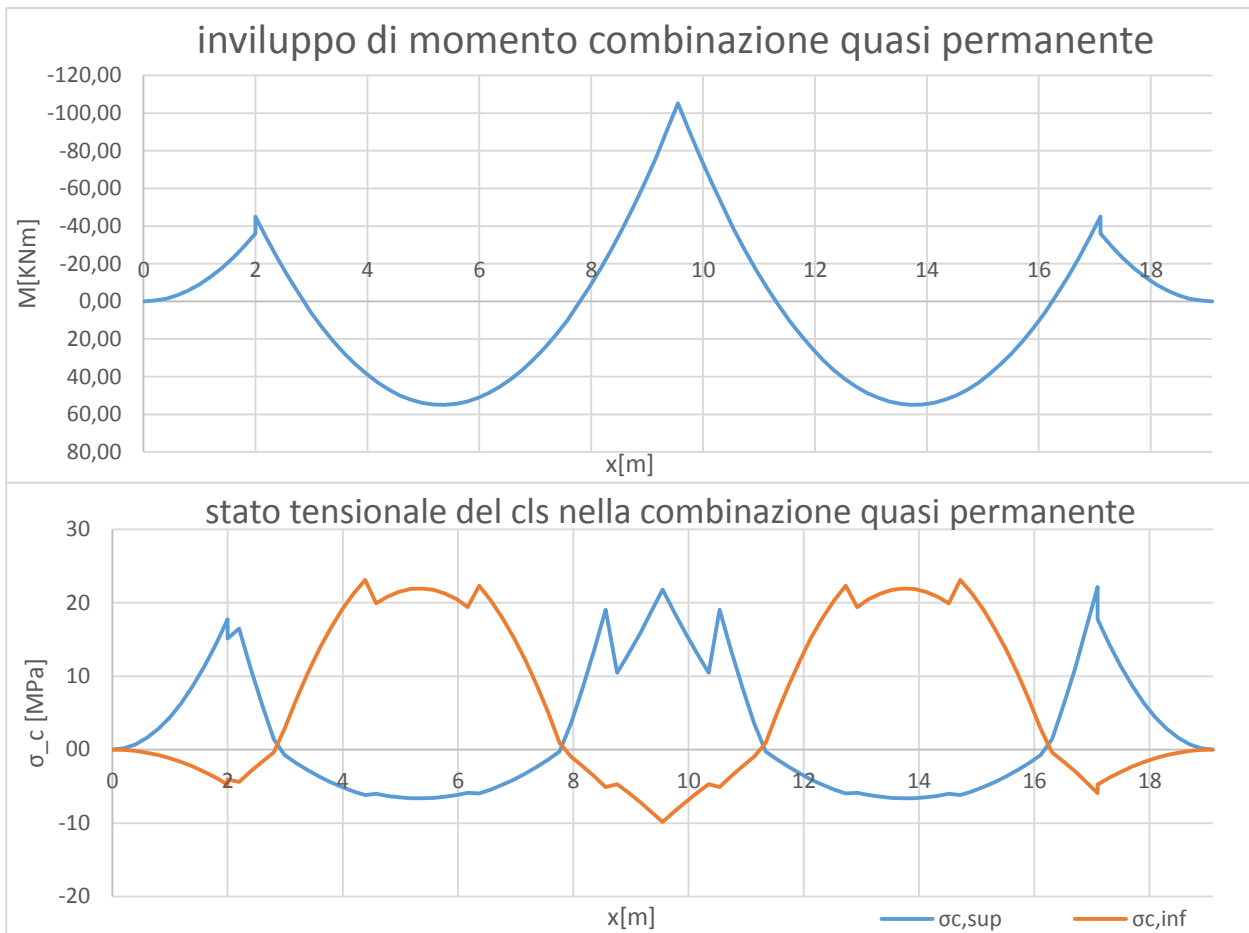
Pertanto si ricava che il taglio resistente nella sezione vale:

$$V_{rd,s} = 156.7 \text{ KN}$$

$$V_{rd,max} = 495 \text{ KN}$$

Possiamo dunque dire che la sezione risulta essere verificata in quanto:

$$V_{rd} = 156 \text{ KN} > V_{sd} = 128 \text{ KN}$$



Possiamo così procedere con la verifica dello stato limite tensionale.

Combinazione caratteristica									
sez	z	As1	As2	Y _G	J _{fess}	Msd	σ _{c,sup}	σ _{c,inf}	σ _s
	m	mm ²	mm ²	mm	mm ⁴	KNm	Mpa	Mpa	Mpa
A	5.38	770	616	93	9.68E+08	69.10	-6.6	21.9	279.8
B	9.55	1558	616	276	1.67E+09	-132.30	21.8	-9.8	272.2
Combinazione quasi permanente									
sez	z	As1	As2	Y _G	J _{fess}	Msd	σ _{c,sup}	σ _{c,inf}	σ _s
	m	mm ²	mm ²	mm	mm ⁴	KNm	Mpa	Mpa	Mpa
A	5.38	770	616	93	9.68E+08	55.00	-5.3	17.5	222.7
B	9.55	1558	616	276	1.67E+09	-105.30	17.3	-7.8	216.6

Le sezioni risultano dunque essere verificate.

8.2.4 Stato Limite di Fessurazione (SLE)

Per quanto riguarda le tensioni nell'acciaio, esse sono identiche a quelle precedentemente calcolate nell'ambito della verifica alle tensioni.

La più critica risulta essere la combinazione quasi permanente, riferita alla sezione C (x=6.37m) e B (x=9.55m)

Calcolo delle aperture delle fessure: $w_k = s_{rmax}(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$

- **Sez C**

$$s_{rmax} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \frac{\phi}{\rho_{leff}}$$

Copriferro : $c=30+8$ mm;

$k_1=0.8$ (barre ad aderenza migliorata)

$k_2=0.5$ (flessione)

$k_3=3.4$

$k_4=0.425$

$\phi=14$

$$\rho_{leff} = \frac{A_s}{A_{ceff}} = \frac{616}{400 \cdot 105.33} = 0.015 \text{ (percentuale geometrica efficace di armatura)}$$

$$A_{ceff} = b_w \cdot h_{ceff} \rightarrow h_{ceff} = \min \left[2.5(h - d); \frac{1}{3}(h - x); \frac{1}{2}h \right] = 105.33 \text{ mm}$$

$$s_{rmax} = 3.4 \cdot 38 + 0.8 \cdot 0.5 \cdot 0.425 \frac{14}{0.015} = 292.1$$



$$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{leff}} (1 + \alpha_e \rho_{leff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s}$$

$k_t=0.4$ (carico di lunga durata)

$f_{ct,eff}=f_{ctm}$

$$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = \frac{227.53 - 0.4 \frac{3.02}{0.015} (1 + 15 \cdot 0.015)}{200000} = 0.00064 < 0.00068 = \frac{0.6 \cdot 227.53}{200000}$$

$$w_k = s_{rmax}(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) = 292.1 \cdot 0.00068 = 0.19 \text{ mm} < 0.20 = w_1$$

8.2.5 Stato Limite di Deformazione

In presenza di solaio dotati di luce inferiore ai 10 metri, in base alla Circolare NTC, è possibile eseguire la verifica di Deformazione semplicemente assicurandosi che la snellezza dell'elemento rimanga inferiore al valore limite:

$$\lambda \leq K \left[11 + \frac{0,0015 \cdot f_{ck}}{\rho + \rho'} \right] \cdot \left[\frac{500 \cdot A_{s,eff}}{f_{yk} \cdot A_{s,calc}} \right]$$

La verifica viene eseguita su una campata terminale e sullo sbalzo

<i>Sezione</i>	<i>K</i>	<i>ρ</i>	<i>Ac</i>	<i>As,calc</i>	<i>As</i>	<i>λ</i>	<i>λ lim</i>	<i>Verifica</i>
	-	-	mm ²	mm ²	mm ²	-	-	-
<i>campata</i>	1.3	0.0037	210000	691	770	21.3	33	OK
<i>sbalzo</i>	0.4	0.0029	210000	570	616	5.6	8.5	OK

Troviamo così la quantità di armatura richiesta

$$A_{s0} = \omega_0 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.133 \cdot 600 \cdot 338 \cdot \frac{18.13}{391.3} = 1305 \text{ mm}^2$$

Ricerchiamo la posizione dell'asse neutro :

$$x = \frac{A_{s0} \cdot f_{yd}}{0.8 \cdot b \cdot f_{cd}} = \frac{1305 \cdot 391.3}{0.8 \cdot 600 \cdot 18.13} = 59 \text{ mm}$$

L'asse neutro cade all'interno della flangia.

Confrontiamo tale Area teorica con l'Area minima necessaria ad assorbire il momento.

$$A_{s,min} = \frac{f_{ctm} \cdot 0.26 \cdot b_t \cdot d}{f_{yk}} = \frac{3.02 \cdot 0.26 \cdot 600 \cdot 338}{450} = 247 \text{ mm}^2$$

L'armatura minima da impiegare è il valore maggiore tra le due armature di riferimento dunque in questo caso A_{s0} .

A questo punto calcoliamo il numero di barre $\Phi 16$ necessarie.

$$\#_{ferri} = \frac{A_{s,min}}{A_{\Phi 14}} = \frac{A_{s,min}}{A_{\Phi 14}} = \frac{1305}{201} \cong 6.5 \text{ ferri}$$

Per questione di simmetria nell'armare il solaio si utilizzeranno 8 ϕ 16 per simmetria.

$$A_{s,eff} = 1608 \text{ mm}^2$$

Si verifica ora che con tale armatura siano rispettati i limiti di profondità dell'asse neutro dettati dalle tabelle di Montoya.

$$x^* = \frac{A_{s,eff} \cdot f_{yd}}{0.8 \cdot f_{cd} \cdot b} = \frac{1608 \cdot 391.3}{0.8 \cdot 18.13 \cdot 600} = 72 \text{ mm}$$

$$\xi^* = \frac{x^*}{d} = \frac{72}{338} = 0.213$$

Tale valore rispetta i limiti della tabella di Montoya:

$$\xi_{inf} = 0.049 < 0.213 < 0.450 = \xi_{sup}$$

Pertanto l'armatura tesa è snervata come da nostra ipotesi.

Si può infine calcolare il momento resistente della sezione:

$$M_{rd} = [A_{s,eff} \cdot f_{yd} \cdot (d - 0.4 \cdot x^*)] \cdot 10^{-6} = 204.6 \text{ KNm} > 153.9 \text{ KNm} \quad \text{OK!}$$

La sezione è verificata.

Si sceglie di armare con 4φ16 + 6φ22 in estradosso e 4φ16 in intradosso.

Si può infine calcolare il momento resistente della sezione:

$$M_{rd} = [\sum A_{s,eff} \cdot f_{yd} \cdot (d - 0,4 \cdot x^*)] \cdot 10^{-6} = 303,9 \text{KNm} > 294,6 \text{KNm} \quad \text{OK!}$$

La sezione è verificata!

Armatura trasversale

Si sceglie di utilizzare delle staffe chiuse Φ10/10 e si verifica nella sezione in cui l'andamento del momento è più critico

Sec C(x=9.55)

z	Msd	C=T	cotgθ _f	Fd	h _f	Δx	ΔF _d	v _{sd}	sf,max	verifica
m	KN-m	N		N	Mm	mm	N	-	mm	
9.35	-253.35	-935614	1	-605267	250	200	98572	1.971	125	ok
9.55	-294.61	-1087986		-703839						

$$C = T = \frac{Msd \cdot 10^6}{d - 0,4x_{eff}}$$

$$F_d = C \cdot \cos\theta_f$$

$$\Delta F_d = F_{d2} - F_{d1}$$

$$v_{sd} = \frac{\Delta F_d}{h_f \Delta x}$$

$$s_{max} = \frac{A_{sf} \cdot f_{yd} \cdot \cotg\theta_f}{v_{sd} \cdot h_f}$$

$$A_{sf} = 2 \times \left(\pi \cdot \frac{10^2}{4} \right) = 157 \text{ mm}^2$$

Esempio di Calcolo

La formulazione per stimare il taglio resistente (in presenza di staffe poste in verticale, quindi ortogonali all'armatura):

$$V_{rd,s} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{st}}{s} \cdot f_{yd} \cdot \cotg(\vartheta)$$

$$V_{rd,max} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot v \cdot f_{cd} \cdot \frac{1}{\tan\vartheta + \cotg\vartheta}$$

Bisogna ora uguagliare i valori di $V_{rd,max} = V_{rd,s}$ per ricavare il valore dell'angolo ϑ la cui tangente impone un valore limite pari a:

$$\cotg(\vartheta) = 2,5$$

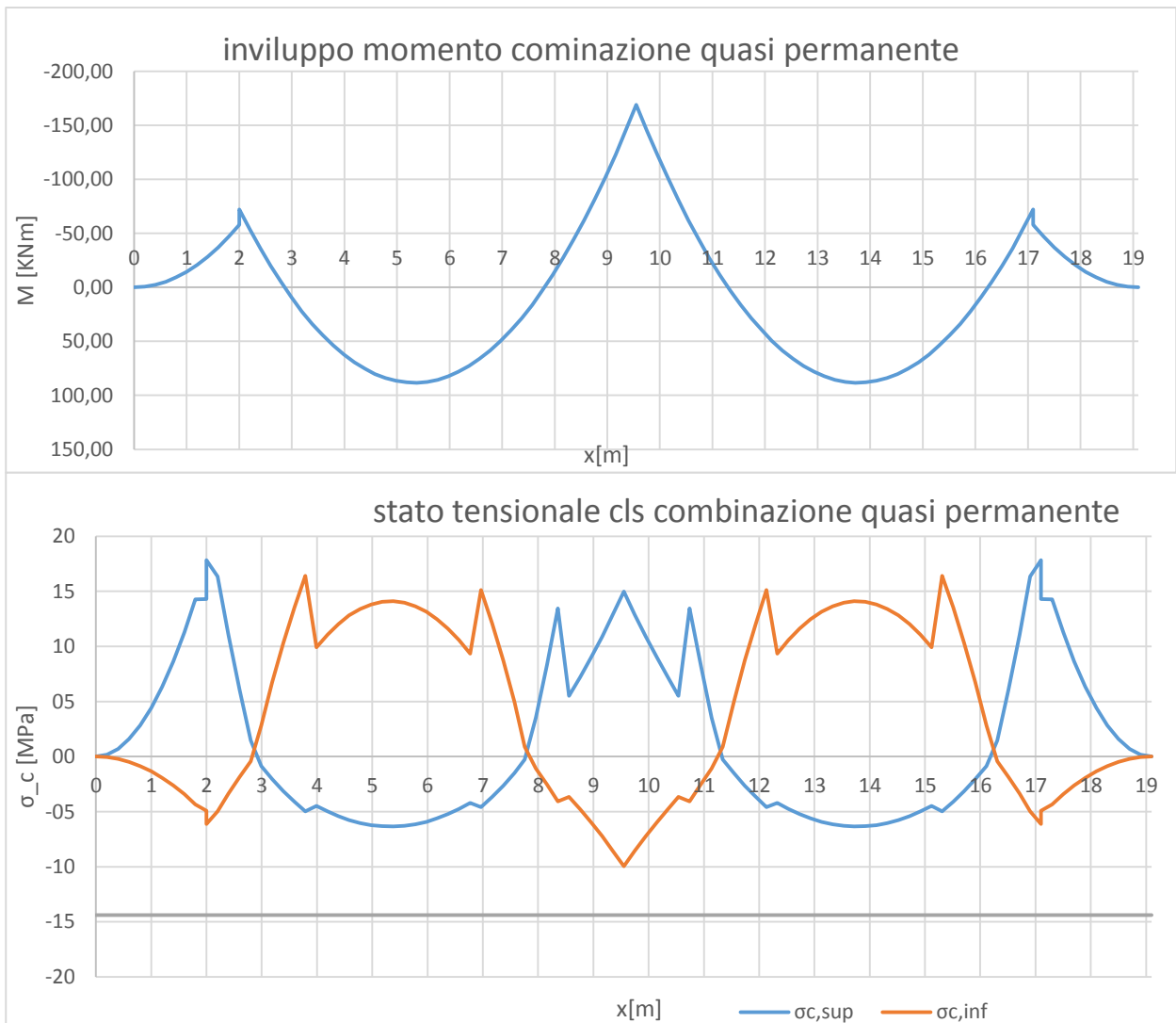
Pertanto si ricava che il taglio resistente nella sezione vale:

$$V_{rd,s} = 313.3 \text{ KN}$$

$$V_{rd,max} = 420.7 \text{ KN}$$

Possiamo dunque dire che la sezione risulta essere verificata in quanto:

$$V_{rd} = 313.3 \text{ KN} > V_{sd} = 212.6 \text{ KN}$$



Possiamo così procedere con la verifica dello stato limite tensionale.

Combinazione caratteristica									
sez	z	As1	As2	Y _G	J _{fess}	Msd	σ _{c,sup}	σ _{c,inf}	σ _s
	m	mm ²	mm ²	mm	mm ⁴	KNm	Mpa	Mpa	Mpa
A	5.58	1608	804	124	1.73E+09	113.31	-8.1	18.1	226.1
B	9.55	3085	804	240	2.71E+09	-218.97	19.4	-12.9	135.2
Combinazione quasi permanente									
sez	z	As1	As2	Y _G	J _{fess}	Msd	σ _{c,sup}	σ _{c,inf}	σ _s
	m	mm ²	mm ²	mm	mm ⁴	KNm	Mpa	Mpa	Mpa
A	5.58	1608	804	124	1.73E+09	88.31	-6.3	14.1	176.2
B	9.55	3085	804	240	2.71E+09	-169.05	15.0	-10.0	104.4

Le sezioni risultano dunque essere verificate.

8.3.4 Stato Limite di Fessurazione (SLE)

Per quanto riguarda le tensioni nell'acciaio, esse sono identiche a quelle precedentemente calcolate nell'ambito della verifica alle tensioni.

Sviluppiamo i calcoli per la combinazione frequente, riferendoci alla sezione A (x=5.58m) e B (x=9.55m)

Calcolo delle aperture delle fessure: $w_k = s_{rmax}(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$

- Sez A

$$s_{rmax} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \frac{\phi}{\rho_{leff}}$$

Copriferro : $c=30+8$ mm;

$k_1=0.8$ (barre ad aderenza migliorata)

$k_2=0.5$ (flessione)

$k_3=3.4$

$k_4=0.425$

$\phi=16$

$$\rho_{leff} = \frac{A_s}{A_{ceff}} = \frac{1608}{400 \cdot 102.3} = 0.039 \text{ (percentuale geometrica efficace di armatura)}$$

$$A_{ceff} = b_w \cdot h_{ceff} \rightarrow h_{ceff} = \min \left[2.5(h - d); \frac{1}{3}(h - x); \frac{1}{2}h \right] = 102.3 \text{ mm}$$

$$s_{rmax} = 3.4 \cdot 38 + 0.8 \cdot 0.5 \cdot 0.425 \frac{16}{0.039} = 198.9$$



$$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{leff}} (1 + \alpha_e \rho_{leff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s}$$

$k_t=0.4$ (carico di lunga durata)

$f_{ct,eff}=f_{ctm}$

$$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = \frac{226.1 - 0.4 \frac{3.02}{0.039} (1 + 15 \cdot 0.039)}{200000} = 0.00088 < 0.00068 = \frac{0.6 * 226.1}{200000}$$

$$w_k = s_{rmax}(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) = 198.9 \cdot 0.00088 = 0.18 \text{ mm} < 0.20 = w_1$$

8.3.5 Stato Limite di Deformazione

In presenza di solaio dotati di luce inferiore ai 10 metri, in base alla Circolare NTC, è possibile eseguire la verifica di Deformazione semplicemente assicurandosi che la snellezza dell'elemento rimanga inferiore al valore limite:

$$\lambda \leq K \left[11 + \frac{0,0015 \cdot f_{ck}}{\rho + \rho'} \right] \cdot \left[\frac{500 \cdot A_{s,eff}}{f_{yk} \cdot A_{s,calc}} \right]$$

La verifica viene eseguita su una campata terminale e su una intermedia

<i>Sezione</i>	<i>K</i>	<i>ρ</i>	<i>Ac</i>	<i>As,calc</i>	<i>As</i>	<i>λ</i>	<i>λ lim</i>	<i>Verifica</i>
	-	-	mm ²	mm ²	mm ²	-	-	-
<i>campata</i>	1.3	0.0037	210000	691	770	21.3	33	OK
<i>sbalzo</i>	0.4	0.0029	210000	570	616	5.6	8.5	OK

Le sezioni risultano tutte verificate.

Troviamo così la quantità di armatura richiesta

$$A_{s0} = \omega_0 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.035 \cdot 120 \cdot 207 \frac{18.13}{391.3} = 69 \text{ mm}^2$$

Ricerchiamo la posizione dell'asse neutro :

$$x = \frac{A_{s0} \cdot f_{yd}}{0.8 \cdot b \cdot f_{cd}} = \frac{69 \cdot 391.3}{0.8 \cdot 250 \cdot 18.13} = 8 \text{ mm}$$

Confrontiamo tale Area teorica con l'Area minima necessaria ad assorbire il momento.

$$A_{s,min} = \frac{f_{ctm} \cdot 0.26 \cdot b_t \cdot d}{f_{yk}} = \frac{3.02 \cdot 0.26 \cdot 250 \cdot 213}{450} = 77 \text{ mm}^2$$

L'armatura minima da impiegare è il valore maggiore tra le due armature di riferimento dunque in questo caso $A_{s,min}$.

A questo punto calcoliamo il numero di barre $\Phi 10$ necessarie.

$$\#_{ferri} = \frac{A_{s,min}}{A_{\Phi 14}} = \frac{A_{s,min}}{A_{\Phi 14}} = \frac{77}{79} \cong 1 \text{ ferro}$$

Per questione di simmetria nell'armare si utilizzeranno 2 $\phi 10$

$$A_{s,eff} = 157 \text{ mm}^2$$

Si verifica ora che con tale armatura siano rispettati i limiti di profondità dell'asse neutro dettati dalle tabelle di Montoya.

$$x^* = \frac{A_{s,eff} \cdot f_{yd}}{0.8 \cdot f_{cd} \cdot b} = \frac{157 \cdot 391.3}{0.8 \cdot 18.13 \cdot 250} = 18 \text{ mm}$$

$$\xi^* = \frac{x^*}{d} = \frac{18}{207} = 0.325$$

Tale valore rispetta i limiti della tabella di Montoya:

$$\xi_{inf} = 0,049 < 0.087 < 0,450 = \xi_{sup}$$

Pertanto l'armatura tesa è snervata come da nostra ipotesi.

Si può infine calcolare il momento resistente della sezione:

$$M_{rd} = [A_{s,eff} \cdot f_{yd} \cdot (d - 0,4 \cdot x^*)] \cdot 10^{-6} = 10.8 \text{ KNm} > 9.19 \text{ KNm} \quad \text{OK}$$

Dove:

$$C_{rd} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,5} = 0,12$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{207}} = 1,98 < 2$$

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w \cdot d} = \frac{157}{250 \cdot 207} = 0,003$$

$$\sigma_{cp} = 0$$

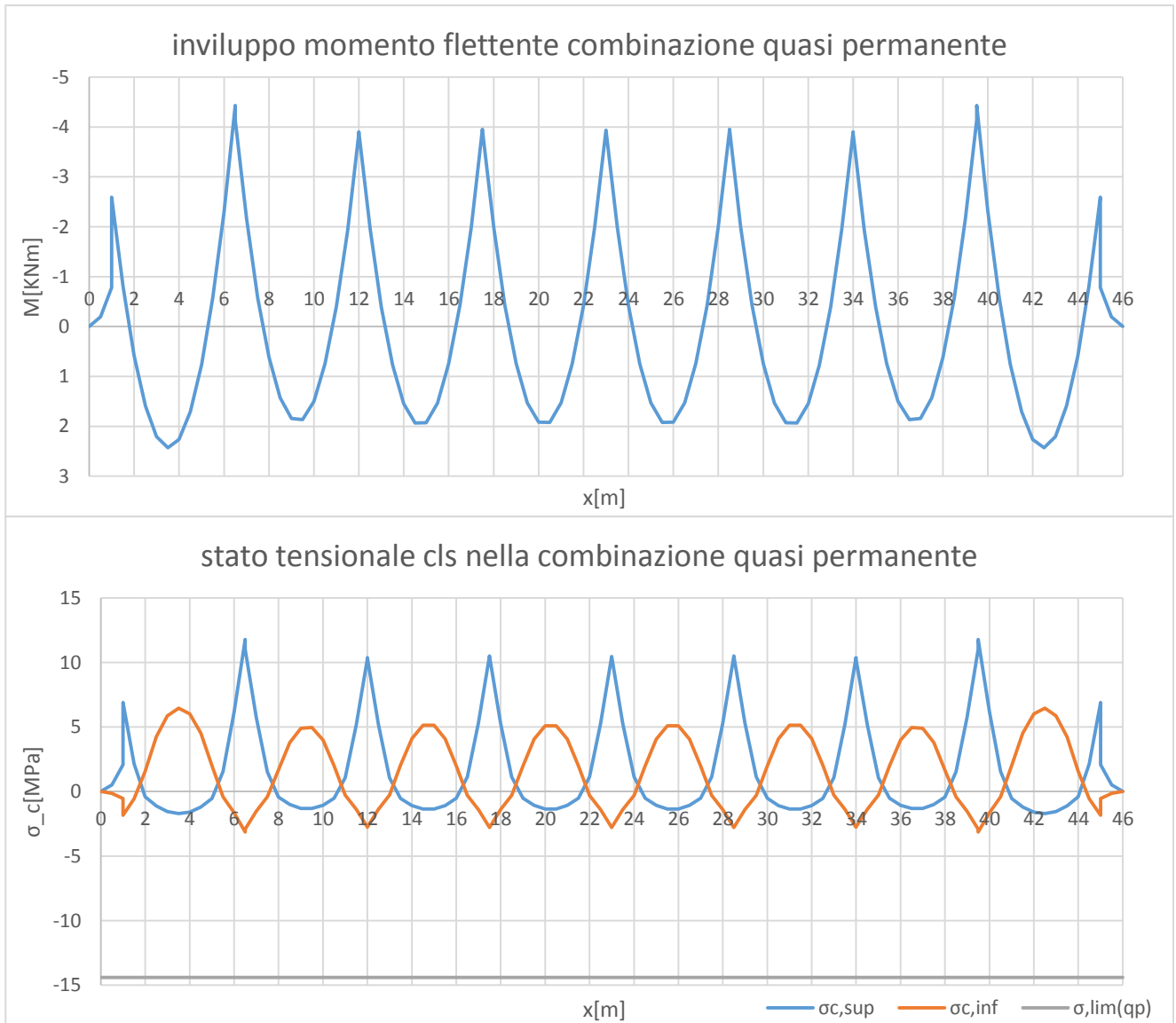
$$k_1 = 0.15$$

Pertanto ricaviamo che il taglio resistente nella sezione vale:

$$V_{rd,c} = \left[0,12 \cdot 1,98 \cdot (100 \cdot 0,003 \cdot 33,2)^{\frac{1}{3}} + 0,15 \cdot 0 \right] \cdot 250 \cdot 207 = 26.3 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 9.89 \text{ KN}$$

La sezione risulta verificata e non è necessaria pertanto armatura a taglio specifica, e si dispone armatura minima usando dei $\phi 8/15$.



Possiamo così procedere con la verifica dello stato limite tensionale.

Combinazione caratteristica									
sez	z	As1	As2	Y_G	Jfess	Msd	$\sigma_{c,sup}$	$\sigma_{c,inf}$	σ_s
	m	mm^2	mm^2	mm	mm^4	KNm	Mpa	Mpa	Mpa
A	3.50	157	157	52.6	74307411	3.78	-2.68	10.04	123.9
B	6.50	157	157	52.6	74307411	-6.90	18.33	-4.88	223.4
Combinazione quasi permanente									
sez	z	As1	As2	Y_G	Jfess	Msd	$\sigma_{c,sup}$	$\sigma_{c,inf}$	σ_s
	m	mm^2	mm^2	mm	mm^4	KNm	Mpa	Mpa	Mpa
A	3.50	157	157	52.6	74307411	2.43	-1.72	6.45	79.61
B	6.50	157	157	52.6	74307411	-4.46	11.77	-3.14	143.47

Le sezioni risultano dunque essere verificate.

8.4.4 Stato Limite di Fessurazione (SLE)

Per quanto riguarda le tensioni nell'acciaio, esse sono identiche a quelle precedentemente calcolate nell'ambito della verifica alle tensioni.

Calcolo delle aperture delle fessure: $w_k = s_{rmax}(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$

$$s_{rmax} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \frac{\phi}{\rho_{leff}}$$

Copriferro : $c=30+8$ mm;

$k_1=0.8$ (barre ad aderenza migliorata)

$k_2=0.5$ (flessione)

$k_3=3.4$

$k_4=0.425$

$\phi=10$

$$\rho_{leff} = \frac{A_s}{A_{ceff}} = \frac{157}{250 \cdot 71.06} = 0.010 \text{ (percentuale geometrica efficace di armatura)}$$

$$A_{ceff} = b_w \cdot h_{ceff} \rightarrow h_{ceff} = \min \left[2.5(h - d); \frac{1}{3}(h - x); \frac{1}{2}h \right] = 65.8 \text{ mm}$$

$$s_{rmax} = 3.4 \cdot 38 + 0.8 \cdot 0.5 \cdot 0.425 \frac{10}{0.010} = 307.2$$



$$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{leff}} (1 + \alpha_e \rho_{leff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s}$$

$k_t=0.4$ (carico di lunga durata)

$f_{ct,eff}=f_{ctm}$

la più critica risulta la combinazione quasi permanente, ci riferiamo alla sezione A($x=3.5$ m) e B($x=6.5$ m)

- sez.A

$$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = \frac{79.6 - \frac{3.02}{0.010} (1 + 15 \cdot 0.010)}{200000} = 0.00039 > 0.00024 = \frac{0.6 \cdot 79.6}{200000}$$

$$w_k = s_{rmax}(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) = 307.2 \cdot 0.00039 = 0.12 \text{ mm} < 0.2 = w_1$$

8.5 Pilastrri

8.5.1 Effetti del 2° ordine Globali

Bisogna prima di tutto verificare la necessità o meno di tenere conto degli effetti di secondo ordine globali. Si calcola quindi il peso complessivo gravante su tutti i pilastri:

$$F_{v,Ed} = G1_{\text{solaio}} + G1_{\text{travi}} + G2 + Q_{\text{CATH}} + Q_{\text{Neve}} = 3415 + 902 + 439 + 1239 = 5995 \text{ KN}$$

Questo carico deve essere inferiore ad un carico limite così definito:

$$k_1 \cdot \left(\frac{n_s}{n_s + 1.6} \right) \cdot \sum E_{cd} \cdot \frac{I}{L^2}$$

Dove:

$$K1=0.31$$

$$n_s = 1 \text{ (numero di piani)}$$

$$E_{cd} = 33643 \text{ MPa}$$

$$I = 3.26 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$$

$$L = 4550 \text{ mm}$$

$$17054 \text{ KN} > 5995 \text{ KN} \quad \text{Verifica Soddisfatta.}$$

E' possibile evitare di prendere in considerazione gli effetti del secondo ordine globali.

8.5.2 Effetti locali del 2° ordine

Procediamo ora con la verifica agli effetti locali del second'ordine ed andremo ad eseguire tale verifica sul pilastro maggiormente caricato, che appunto risulta essere il 22, in modo da garantire il superamento per tutti gli altri pilastri presenti. L'eurocodice indica di eseguire tale verifica in termini di snellezza; in particolare suggerisce di calcolare un valore limite di snellezza pari a:

$$\lambda_{lim} = 15.4 \cdot C \cdot \frac{1}{\sqrt{n}}$$

Dove il coefficiente 15.4 è dato dal prodotto $20 \cdot 0.7 \cdot 1.1$ dove 0.7 è il valore assunto per A e 1.1 è quello assunto per B.

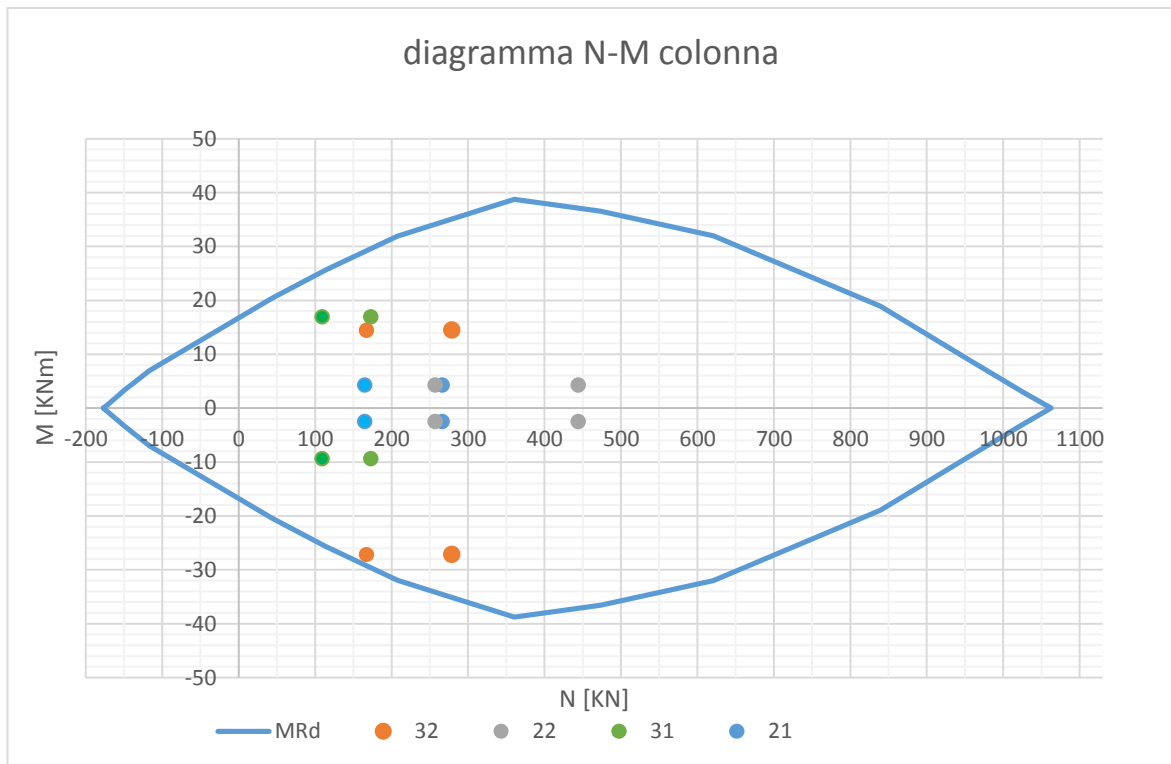
$$\text{Il coefficiente C viene calcolato come } C = 1.7 - \frac{M_{01}}{M_{02}} = 1.7 - \frac{4.6}{-2.49} = 2.28$$

$$n = \frac{N_{ed}}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{444000}{62500 \cdot 18.81} = 0.378$$

Dove lo sforzo normale N_{ed} è stato calcolato tramite l'area d'influenza del pilastro.

$$\lambda_{lim} = 15.4 \cdot 2.28 \cdot \frac{1}{\sqrt{0.378}} = 57.24$$

PILASTRO	N	a	M_x	M_{RdX}	M_y	M_{RdY}	verifica	
	KN		KNm	KNm	KNm	KNm		
32	278.6	1.177	0.34	35.1	27.15	35.1	0.74	ok
	167	1.111	0.34	29.4	27.15	29.4	0.92	ok
22	444	1.283	0.34	37.2	1.73	37.2	0.02	ok
	257	1.164	0.34	34	1.73	34	0.04	ok
31	172.7	1.110	4.26	29.8	16.9	29.8	0.65	ok
	109.1	1.083	4.26	24.1	16.9	24.1	0.83	ok
21	266	1.169	4.26	34.1	1.73	34.1	0.12	ok
	165	1.105	4.26	29.3	1.73	29.3	0.16	ok



8.5.5 Stato Limite di Tensione (SLE)

Nei pilastri si considera solamente lo Stato limite di tensione, ciò che occorre verificare è dunque che la tensione nel calcestruzzo non superi il 60% di f_{ck} sotto la combinazione caratteristica e il 45% di f_{ck} sotto combinazione quasi permanente. Per quanto riguarda l'acciaio occorre verificare che la tensione provocata dalla combinazione Caratteristica non sia superiore all'80% di f_{yk} .

A seguito delle combinazioni delle azioni si sono ricavate le seguenti caratteristiche di flessione. Si è scelta la direzione Y per i pilastri 31 e 32 come direzione di verifica in quanto risulta essere quella maggiormente sollecitata, mentre per i pilastri 21 e 22 si è scelta la direzione X in quanto più gravosa per i pilastri della fila centrale.

Considerando la sezione fessurata siamo nel caso di "Pressoflessione Retta". Andremo quindi a calcolare le tensioni da confrontare con i limiti imposti dalla normativa.

PILASTRO	comb.	N	M	e	e<h/6	x	$\sigma_c \max$	$\sigma_c \lim$	σ_s	σ'_s	$\sigma_s \lim$
		KN	KNm	mm	mm	mm	Mpa	Mpa	Mpa	Mpa	Mpa
32	k	210.6	19.36	0.092	0.042	116	-8.33	-19.2	99.2	-79.7	360
	qp	167	13.39	0.080	0.042	133	-8.98	-19.2	92.4	-74.7	360
22	k	326	2.66	0.008	0.042	-	-5.60	-19.2	-79.5	-61.7	360
	qp	257	0.5	0.002	0.042	-	-3.88	-19.2	-57.6	-54.0	360
31	k	169.6	11.19	0.066	0.042	106.4	-13.4	-19.2	191.9	-121.6	360
	qp	109.1	9.46	0.087	0.042	128	-6.44	-19.2	60.4	-64.9	360
21	k	200.9	2.66	0.013	0.042	-	-2.19	-19.2	-47.5	47.5	360
	qp	165	0.5	0.003	0.042	-	-2.45	-19.2	-39.5	39.5	360

Tutte le verifiche sono soddisfatte.

Esempio di Calcolo

Pilastro 22

Si riportano in seguito i calcoli eseguiti per la verifica del pilastro nel caso di Combinazione Quasi Permanente e per la combinazione Caratteristica.

Combinazione caratteristica - $M_{sd} = 2.66 \text{ KNm}$ $N_{sd} = 326 \text{ KN}$

Per prima cosa occorre verificare se il centro di pressione dello sforzo normale eccentrico cade o meno all'interno del nocciolo centrale d'inerzia.

$$e = \frac{M}{N} = \frac{2.66}{326} = 0,008 \text{ m} < \frac{h}{6} = 0.042 \text{ m}$$

Il centro di pressione ricade all'interno del nocciolo centrale d'inerzia, ciò significa che l'asse neutro sarà esterno alla sezione e tutta la sezione risulta esser compressa.

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{A_{om}} + \frac{M}{I_{om}} \cdot y = \frac{257000}{69280} \pm \frac{0.5 \cdot 10^6}{3.72 \cdot 10^8} \cdot 125 = 3.54 \text{ MPa}$$

Per quanto riguarda l'acciaio, in questo caso esso risulta essere completamente compresso anch'esso. Ne possiamo ricavare lo sforzo di compressione come:

$$\sigma_{s,\max} = \alpha_E \cdot \sigma_c = -57.6 \text{ MPa}$$

Pilastro 32

Combinazione caratteristica - $M_{sd} = 19.36 \text{ KNm}$ $N_{sd} = 210.6 \text{ KN}$

Per prima cosa occorre verificare se il centro di pressione dello sforzo normale eccentrico cade o meno all'interno del nocciolo centrale d'inerzia.

$$e = \frac{M}{N} = \frac{19.36}{210.6} = 0,092 \text{ m} > \frac{h}{6} = 0.042 \text{ m}$$

Siccome il centro di pressione cade fuori dal terzo medio la sezione risulta parzializzata e l'asse neutro passerà attraverso di essa. In questo caso la risoluzione del problema diventa un po' più complicata in quanto occorre fare l'equilibrio alla rotazione attorno al punto di applicazione dello sforzo normale eccentrico. Tale equilibrio ci conduce ad un'equazione di 3° grado in x.

$$x^3 + 3 \left(e - \frac{h}{2} \right) x^2 + \frac{6m}{b} [A_s(e - 0.5h + d) + A'_s(e - 0.5h + d')]x - \frac{6m}{b} [A_s d(e - 0.5h + d) + A'_s d'(e - 0.5h + d')] = 0$$

Dove:

$$A_s = 2\phi 12 = 226 \text{ mm}^2$$

$$A'_s = 2\phi 12 = 226 \text{ mm}^2$$

$$d = 208 \text{ mm}$$

$$d' = 42 \text{ mm}$$

La soluzione risulta essere $x = 116 \text{ mm}$ (trovato con calcolo iterativo) misurati dal lembo compresso. Ciò significa che la sezione è mezza compressa e mezza tesa, è pertanto atteso che le armature saranno tese da un lato e compresse dall'altro in quanto l'asse neutro passa circa nel baricentro.

Possiamo ora calcolare le tensioni agenti nel calcestruzzo andando a fare l'equilibrio alla traslazione tra le forze agenti nella sezione.

$$\sigma_c = \frac{N}{\frac{bx^2}{2} + \alpha_E A'_s (x - d') - \alpha_E A_s (d - x)} \cdot x = -8.33 \text{ MPa}$$

8.6 Plinti

Come già fatto anche per i pilastri si è eseguito il progetto e la verifica di due plinti, i due posizionati al di sotto delle colonne maggiormente sollecitate. Andremo dunque ad analizzare il plinto 22 ed il plinto 32. I coefficienti impiegati per il calcolo delle sollecitazioni sono i coefficienti A1 pertanto le sollecitazioni coincidono con quelle ricavate per i pilastri. I coefficienti relativi ai parametri geotecnici invece sono ricavati dalla colonna M1 e sono unitari pertanto non andranno a modificare i parametri del terreno.

8.6.1 Verifica a Capacità portante (SLU)

La verifica a capacità portante consiste nell'andare a verificare che i carichi che giungono in fondazione possano essere scaricati sul terreno senza provocare fenomeni di rottura. Per il calcolo di tale carico limite disponibile si è impiegata la formulazione di Hansen e si sono calcolati tutti i coefficienti necessari.

Plinto 22

Il plinto 22 è posizionato al di sotto del pilastro centrale 22. Il plinto ha sezione quadrata di dimensione 1,30 x 1,30 m ed uno spessore di 35 cm. Il piano di posa si trova a 85 cm al di sotto del piano campagna. Si sono considerate 2 condizioni di carico, 1 in presenza di vento in direzione del telaio principale e 1 in direzione del telaio secondario, si sono scelte le combinazioni che fornivano il massimo sforzo normale in fondazione ed il massimo momento in fondazione.

	<i>Nsd</i>	<i>Mx</i>	<i>My</i>	<i>Tx</i>	<i>Ty</i>
	<i>KN</i>	<i>KNm</i>	<i>KNm</i>	<i>KN</i>	<i>KN</i>
<i>Vento dir Y</i>	463.24	0.2	2.00	0.1	0.86
<i>Vento dir X</i>	463.24	0.6	0.77	0.3	0.33

Allo sforzo normale portato dalla colonna è stato aggiunto il peso proprio della colonna e il peso proprio del plinto. L'assenza di falda e la presenza di un terreno sabbioso ci consente di utilizzare la formulazione di Hansen per il calcolo del carico limite per fondazioni dirette superficiali in condizioni drenate.

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot N_{\gamma} \cdot i_{\gamma} \cdot s_{\gamma} + q \cdot N_q \cdot i_q \cdot s_q \cdot d_q$$

Dove:

$$s_{\gamma} = s_q = 1 + 0.1 \cdot \frac{1 + \text{sen}(\varphi)}{1 - \text{sen}(\varphi)} \cdot \frac{B}{L} = 1.373 \quad (\text{fattore correttivo di forma})$$

$$i_{\gamma} = \left(1 - \sqrt{\frac{H}{N}}\right)^{m+1} = 0.89 \quad (\text{fattore correttivo per risultante inclinata})$$

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot N_{\gamma} \cdot i_{\gamma} \cdot s_{\gamma} + q \cdot N_q \cdot i_q \cdot s_q \cdot d_q$$

Dove:

$$s_{\gamma} = s_q = 1 + 0.1 \cdot \frac{1 + \text{sen}(\varphi)}{1 - \text{sen}(\varphi)} \cdot \frac{B}{L} = 1.373 \quad (\text{fattore correttivo di forma})$$

$$i_{\gamma} = \left(1 - \sqrt{\frac{H}{N}}\right)^{m+1} = 0.89 \quad (\text{fattore correttivo per risultante inclinata})$$

$$m = \frac{2 + \frac{B}{L}}{1 + \frac{B}{L}} = 1.50$$

$$i_q = \left(1 - \sqrt{\frac{H}{N}}\right)^m = 0.93 \quad (\text{fattore correttivo per risultante inclinata})$$

$$d_q = 1$$

Ricaviamo così i carichi limite per ciascuna condizione, tali carichi vanno poi moltiplicati per la base ridotta della fondazione che si ricava facilmente sottraendo a ciascun lato 2 volte l'eccentricità della forza in quella direzione. Una volta ricavato lo sforzo normale limite si può procedere con la verifica ricordando che il fattore di sicurezza imposto per le fondazioni dirette per capacità portante vale $\gamma_R=2.3$.

	<i>Nsd</i>	<i>Mx</i>	<i>My</i>	<i>ex</i>	<i>ey</i>	<i>B'</i>	<i>L'</i>	<i>iq</i>	<i>i_γ</i>	<i>qlim</i>	<i>Nlim</i>	<i>FS</i>	<i>Ver</i>
	<i>KN</i>	<i>KNm</i>	<i>KNm</i>	<i>mm</i>	<i>mm</i>	<i>mm</i>	<i>mm</i>	-	-	<i>KN/m²</i>	<i>KN</i>	-	-
Vento dir Y	297.84	0.2	13.6	0.6	45.7	1298	1196	0.75	0.61	844.6.4	1310.6	4.4	OK
Vento dir X	297.84	0.6	12.53	2	45	1296	1210	0.75	0.61	841.16	1318.8	4.4	OK

La fondazione risulta pertanto verificata a capacità portante.

8.6.3 Verifica a Flessione (SLU)

La verifica a flessione consiste nell'andare a determinare la quantità d'armatura necessaria per sopperire alle sollecitazioni flessionali indotte dai carichi portati dalla colonna. Occorre innanzitutto comprendere se si tratta di un plinto tozzo o snello. La Normativa distingue i due attraverso una disequazione relativa alle loro dimensioni:

Plinto Tozzo: $v < 2h$

Plinto Snello: $v > 2h$

A seconda della tipologia di plinto si adotta un metodo di calcolo differente.

Il plinto presenta pianta quadrata 130x130 cm e uno spessore di 35 cm. Essendo il pilastro centrale di dimensione 25x25 cm appare evidente come il plinto risulti essere un plinto tozzo:

$$\frac{\frac{130}{2} - \frac{25}{2}}{35} = 1.50 < 2 \quad \text{Plinto Tozzo}$$

Quando il plinto risulta esser tozzo, possiamo impiegare il metodo degli Strut & Tie ovvero schematizzeremo il comportamento come un sistema di tiranti e puntoni di cls.

Si ricavano le reazioni del terreno per individuare la mensola maggiormente sollecitata e si calcola la risultante.

	ex	ey	r(x) [KN/m]		r(y) [KN/m]	
	m	m	max	min	max	min
plinto 32	0.045	0.002	303.3	125.3	218.6	210.0
plinto 22	0.004	0.001	370.5	342.1	360.6	352.0

Le reazioni lungo x sono maggiori per cui la verifica sarà fatta in tale direzione.

Una volta individuata la risultante delle forze che agiscono nella sezione che dista a/4 da centro pilastro, dove a è il lato del pilastro, possiamo costruire il poligono delle forze e ricavare il tirante che dovrà portare l'armatura d'acciaio. Una volta noto tale tirante possiamo andare a calcolare l'armatura minima necessaria per portare tale carico e dimensionare poi di conseguenza il numero di barre necessarie.

	R	T _d	A _{s,req}	A _s	barre	T _{rd}
	KN	KN	mm ²	mm ²	#	KN
plinto 32	168.2	238.5	610	707	9φ10	276.6
plinto 22	236.2	335.0	856	1018	9φ12	398.3

$$T_d = \left(\frac{B}{4} - \frac{a}{4} \right) \cdot \frac{R}{0.85d}$$

$$A_{s,min} = \frac{T_d}{f_{yd}}$$