

COMMITTENTE:



ALTA SORVEGLIANZA:



GENERAL CONTRACTOR:



INFRASTRUTTURE FERROVIARIE STRATEGICHE DEFINITE DALLA LEGGE OBIETTIVO N. 443/01

TRATTA A.V. /A.C. TERZO VALICO DEI GIOVI PROGETTO ESECUTIVO

**NUOVA VIABILITA' TRATTA VIA ERZELLI - VIA BORZOLI PARTE STRADALE
 RELAZIONE DIMENSIONAMENTO FABBRICATO CABINA**

GENERAL CONTRACTOR	DIRETTORE DEI LAVORI
Consorzio Cociv Ing. G. Guagnozzi	

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC.	OPERA/DISCIPLINA	PROGR.	REV.
I G 5 1	0 1	E	C V	R H	N V 0 1 0 0	0 0 3	A

Progettazione :

Rev	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Progettista Integratore	Data	IL PROGETTISTA
A00	Prima emissione	Vega Eng. <i>[Signature]</i>	25/6/2012	Ing. F. Colla <i>[Signature]</i>	27/6/2012	E. Pagani <i>[Signature]</i>	29/6/2012	Ing. E. Ghislandi

n. Elab.:	File: IG51-01-E-CV-RH-NV-01-00-003-A00.DOC
-----------	--

INDICE

INDICE.....	3
1. PREMESSA.....	5
2. RIFERIMENTI NORMATIVI.....	7
3. CARATTERIZZAZIONE DEL TERRENO.....	8
4. CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO.....	8
5. MATERIALI IMPIEGATI.....	9
6. ANALISI DEI CARICHI.....	11
6.1. Pesi propri.....	11
6.2. Carichi permanenti.....	11
6.3. Carichi accidentali.....	11
6.4. Azione sismica.....	11
7. FONDAZIONE CABINA.....	12
7.1. Verifiche SLU di tipo geotecnico.....	12
7.2. Verifiche di tipo strutturale.....	14
7.2.1. Verifiche agli SLU.....	14
7.2.2. Verifiche agli SLE.....	19
8. VASCA DI ACCUMULO ANTINCENDIO.....	27
8.1. Verifiche di tipo strutturale.....	27
8.1.1. Verifiche agli SLU.....	27
8.1.2. Verifiche agli stati limite di esercizio.....	40

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



IG51-01-E-CV-RH-NV-01-00-003-A00.DOC

Foglio
4 di 45

1. PREMESSA

La presente relazione riguarda il calcolo della soletta di fondazione della cabina impianti della galleria lato Erzelli e la sottostante struttura della vasca di accumulo antincendio.

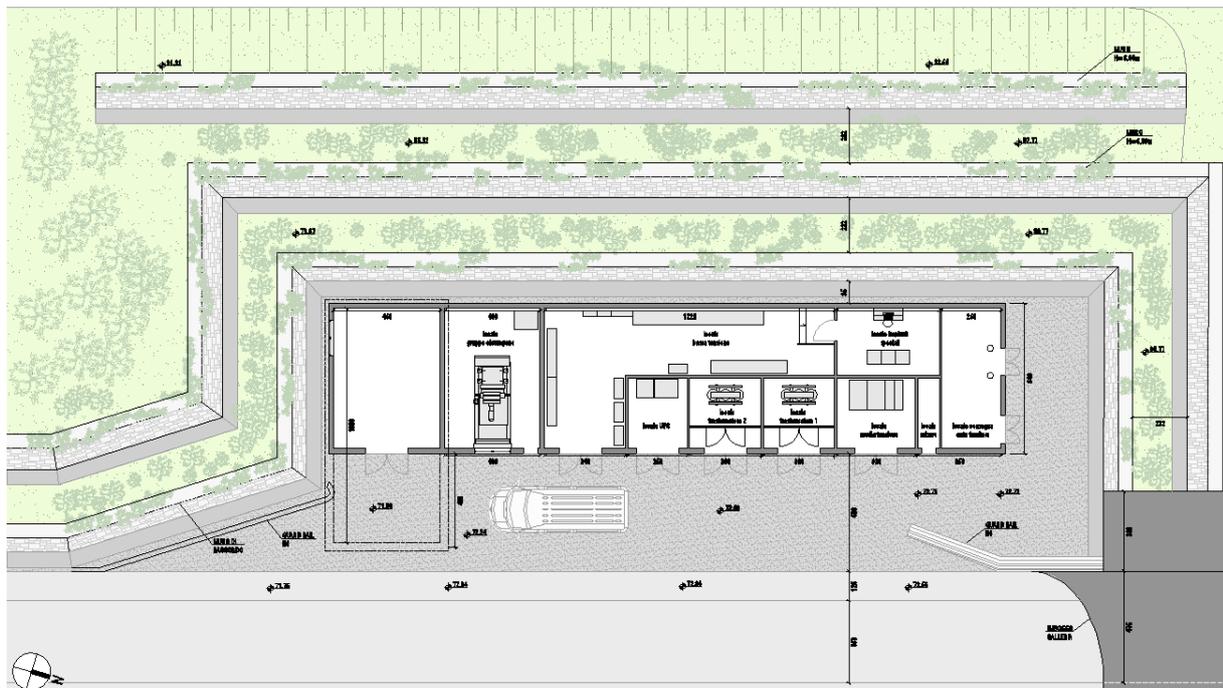
La cabina è realizzata mediante elementi prefabbricati in c.a. Le pareti esterne sono costituite da pannelli aventi spessore 16 cm, mentre quelle divisorie interne dei locali tecnici sono realizzate con pannelli di spessore 12 cm, salvo quella che delimita il locale G.E. che è realizzata con pannelli di spessore pari a 16 cm per soddisfare il requisito REI 120. La copertura è costituita da elementi prefabbricati in c.a. alleggeriti aventi spessore totale pari a 25 cm.

La fondazione è costituita da una soletta in c.a. di spessore pari a 30 cm, armata nelle due direzioni ortogonali principali di dimensioni in pianta di 28.80 x 6.70, spessore 30 cm che accoglie l'intera struttura superiore; l'appoggio e la connessione degli elementi scatolari e dei pannelli di parete sarà realizzata secondo i dettagli propri del prefabbricatore.

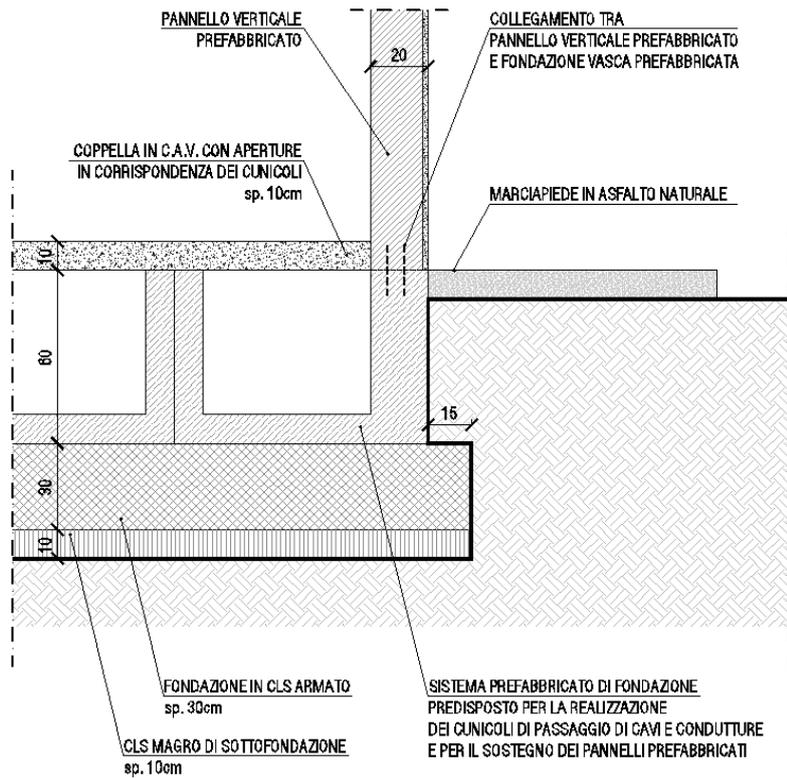
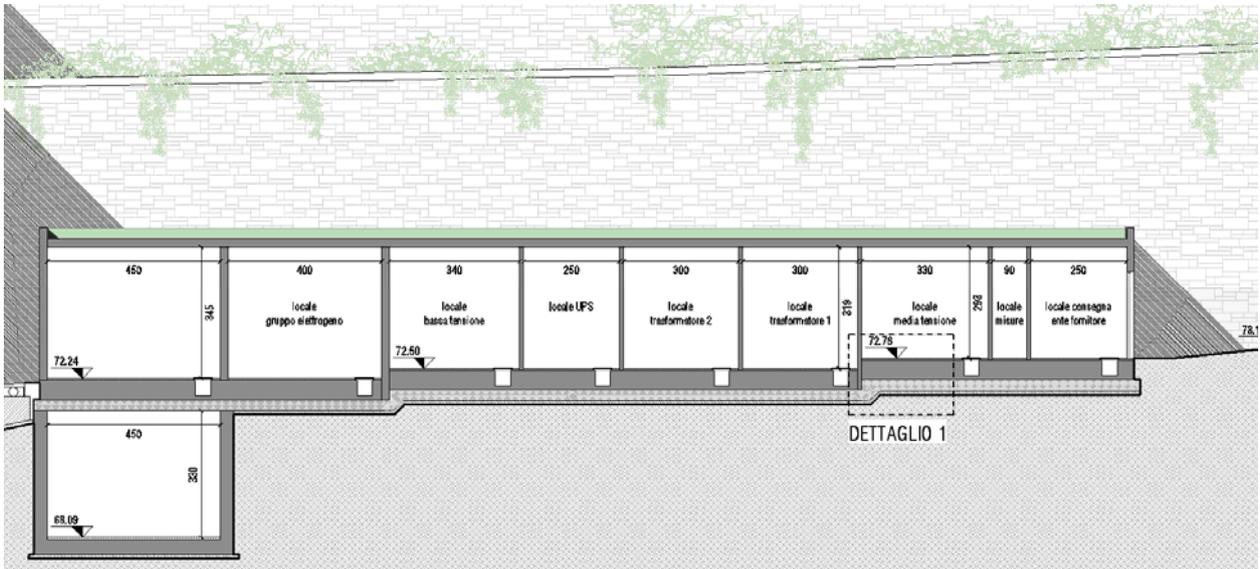
La struttura di elevazione è costituita da pannelli portanti prefabbricati in c.a. organizzati per costituire un edificio scatolare con pannelli interconnessi portanti la copertura e che costituiscono anche i setti di irrigidimento nelle due direzioni principali in caso di sisma.

Il dimensionamento di queste strutture farà riferimento ai dettagli del produttore prescelto il quale ha l'onere di svilupparne i giustificativi con apposito calcolo o con riferimento a tipologie di serie dichiarata già approvate. Le dimensioni indicate sulle tavole di progetto definitivo fanno riferimento alla prassi corrente per edifici di questo tipo e dimensioni ubicati nell'area in esame e sono così costituite: pannelli perimetrali spessore 16 cm, pannelli interni spessore 12 cm salvo ove sono necessarie dimensioni maggiori per ragioni di resistenza al fuoco.

Per quanto riguarda i giunti fra elementi strutturali prefabbricati, dovranno prevedere elementi di connessione adatti alla categoria sismica indicata nel seguito (ad esempio perni, squadrette in acciaio o, giunti ad umido, etc.) in conformità alla normativa vigente ed all'uso dell'edificio.



PIANTA CABINA ELETTRICA scala 1:100



<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 
	<p>IG51-01-E-CV-RH-NV-01-00-003-A00.DOC</p> <p>Foglio 7 di 45</p>

2. RIFERIMENTI NORMATIVI

Per il calcolo e per le verifiche delle opere strutturali si è fatto riferimento alle seguenti norme:

Legge 5 Novembre 1971 N° 1086 – “Norme per la disciplina delle opere in calcestruzzo cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica”;

D.M. LL.PP. 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”;

Circolare LL.PP. 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 strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche» di cui al D.M. 9.01.1996”;

Legge 2 Febbraio 1974 n.64: “Provvedimenti per le costruzioni, con particolari prescrizioni per le zone sismiche”;

D.M. LL.PP. 16 Gennaio 1996 -”Norme tecniche per le costruzioni in zona sismica”;

Circolare LL.PP. 10 Aprile, n° 65/AA.GG. – “Istruzioni per l’applicazione delle «Norme tecniche per le costruzioni in zona sismica» di cui al D.M. 16.01.1996”;

D.M. 16 Gennaio 1996 - “Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi”;

Circolare LL.PP. 4 Luglio 1996 n° 156 AA.GG./S.T.C. – “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 D.M. 16.01.1996”;

Decreto Ministero dei LL.PP. 4 Maggio 1990 – “Aggiornamento delle norme tecniche per la progettazione, l’esecuzione ed il collaudo dei ponti stradali”;

Circolare Ministero LL.PP. N. 34233 (Pers. Cons. Sup. Serv. Tecnico Centrale, 25 febbraio 1991) – “Istruzioni relative alla normativa tecnica dei ponti stradali”.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-01-E-CV-RH-NV-01-00-003-A00.DOC Foglio 8 di 45

3. CARATTERIZZAZIONE DEL TERRENO

Di seguito sono riportati i parametri geotecnici utilizzati per il calcolo delle spinte delle terre e per la verifiche delle tensioni scaricate in fondazione.

In tabella si riporta inoltre la stratigrafia in sito indicando l'inclinazione degli strati e l'altezza degli strati in corrispondenza dell'asse della paratia alta. Il versante è inclinato sull'orizzontale di in angolo pari circa a 17°.

Tipo di terreno	γ [kN/m ³]	φ	C [kPa]	E [MPa]	angol o strato	H strato [m]
Suolo e copertura di versante limo argilloso con scaglie	18-19	20°-22°	5-10	30	12°	1.5
Roccia locale trasformata dall'alterazione in materiale a consistenza terrigena, limo argilloso con scheletro lapideo	20	23°-25°	20-30	200-400	14°	3.7
Strato unico con alternanza di prevalenti strati marnosi-argillitici in genere fortemente alterati ed umidi con abbondante matrice argillosa e strati più calcarei meglio preservati	24-26	27°-30°	180-230	1500-2000	17°	10

4. CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO

Con la D.G.R. 19/11/10, n. 1362, pubblicata sul Bollettino Ufficiale della Regione Liguria (B.U.R.L.) n. 50 del 15/12/10, parte II, è stata approvata la nuova classificazione sismica (che ha sostituito la precedente di cui alla D.G.R. 24/10/08, n. 1308), entrata in vigore il 1° gennaio 2011.

Secondo la nuova classificazione, il territorio della Provincia di Genova risulta ripartito tra le zone 3 (n. 63 Comuni) e 4 (n. 3). Per il solo Comune di Genova, è prevista un'ulteriore partizione territoriale, a livello di Unità Urbanistica, con zone 3 (n. 11 Unità Urbanistiche) e zone 4 (n. 61). L'immagine seguente mostra la partizione territoriale del solo comune di Genova. Si può osservare come il sito di progetto cada all'interno dell'Unità Urbanistica 23 classificata in Zona 4, cioè di sismicità molto bassa

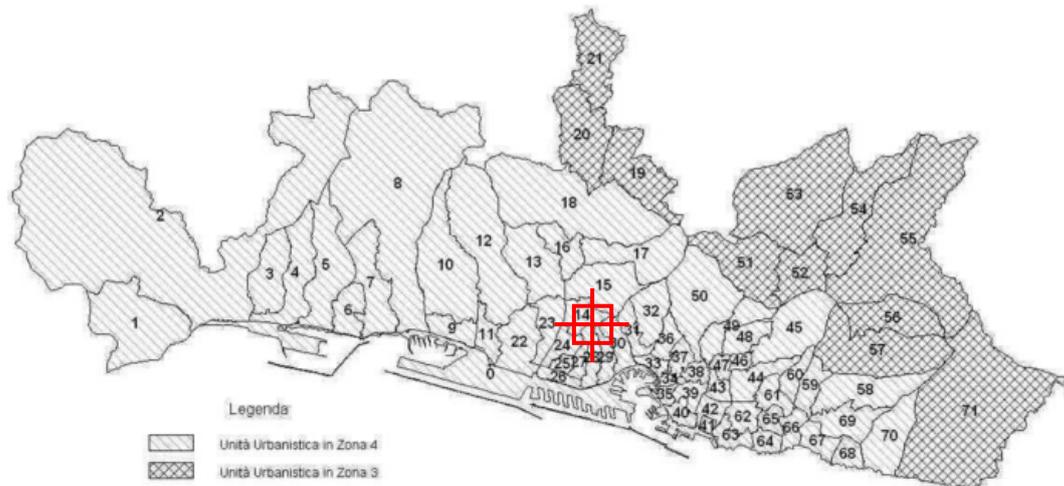


Figura 4.1 Classificazione sismica del Comune di Genova, suddiviso in Unità Urbanistiche (D.G.R. n. 1362/10).

Le verifiche sono state eseguite secondo le norme tecniche di cui al DM 15 Gennaio 1996 e relative circolari applicative. Per la zona sismica 4 non è fornito un valore del grado di sismicità. Tuttavia visto che l'azione sismica secondo il DM08 risulta più gravosa rispetto a quella valuta facendo riferimento al DM96, si assume cautelativamente un valore del grado di sismicità S pari a 6 che corrisponde alla Zona 3. Il coefficiente di intensità sismica C risulta pertanto pari a

$$c = \frac{S - 2}{100} = 0,04$$

Inoltre, per tener in conto della valenza pubblica dell'opera, a favore di sicurezza, si considera un coefficiente di struttura β pari a 1.2. Di conseguenza l'accelerazione al suolo sarà pari a 0.048g.

5. MATERIALI IMPIEGATI

Per gli elementi strutturali in cemento armato è previsto l'impiego dei seguenti materiali:

Calcestruzzo $R_{ck} = 15 \text{ N/mm}^2$ per le opere di sottofondazione.

Calcestruzzo $R_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$ per le opere di fondazione

Parametri caratteristici del materiale:

$$\begin{aligned} f_{ck} &= 25 \text{ N/mm}^2 \\ R_{ck} &= 30 \text{ N/mm}^2 \\ \gamma_c &= 1,6 \\ \alpha_{cc} &= 0,85 \quad (\text{effetti dei carichi di lunga durata}) \\ f_{cd} &= 13,28 \text{ N/mm}^2 \\ f_{ctm} &= 2,61 \text{ N/mm}^2 \\ E_{cm} &= 31220 \text{ N/mm}^2 \\ \varepsilon_{cu} &= 3,5\% \end{aligned}$$

$$\sigma_{c,adm} = 9,75 \text{ N/mm}^2$$

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 	
	IG51-01-E-CV-RH-NV-01-00-003-A00.DOC <table border="1" data-bbox="1422 230 1546 288"> <tr> <td>Foglio 10 di 45</td> </tr> </table>	Foglio 10 di 45
Foglio 10 di 45		

$$\tau_{c0} = 0.6 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{c1} = 1.829 \text{ N/mm}^2$$

Acciaio per armatura ad aderenza migliorata **FeB44k**
Parametri caratteristici del materiale:

$$f_{yk} = 430 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{tk} = 540 \text{ N/mm}^2$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$E_s = 200000 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{yd} = 373.9 \text{ N/mm}^2$$

$$\varepsilon_{su} = 10\text{‰}$$

$$\varepsilon_{syd} = 1,87\text{‰}$$

$$\sigma_{s,adm} = 255 \text{ N/mm}^2$$

Le verifiche sono condotte nei riguardi degli stati limite ultimi e degli stati limite di esercizio (verifiche a fessurazione).

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-01-E-CV-RH-NV-01-00-003-A00.DOC Foglio 11 di 45

6. ANALISI DEI CARICHI

6.1. Pesi propri

Nelle analisi sono stati utilizzati i seguenti carichi di peso proprio:

- Peso proprio fondazione: $25 \text{ kN/m}^3 \times 0.3 \text{ m} = 7.5 \text{ kN/m}^2$
- Peso proprio pareti cls sp. 16 cm: $25 \text{ kN/m}^3 \times 0.16 \text{ m} = 4.0 \text{ kN/m}^2$
- Peso proprio pareti cls sp. 12 cm: $25 \text{ kN/m}^3 \times 0.12 \text{ m} = 3.0 \text{ kN/m}^2$
- Peso proprio copertura in cls: $25 \text{ kN/m}^3 \times 0.22 \text{ m} = 5.5 \text{ kN/m}^2$

6.2. Carichi permanenti

Il carico permanente è dato dal peso della pavimentazione all'interno delle cabine necessaria alla realizzazione dei cunicoli impiantistici. Si assume il seguente valore:

- peso proprio pavimentazione: $25 \text{ kN/m}^3 \times 0.3 \text{ m} = 7.5 \text{ kN/m}^2$

6.3. Carichi accidentali

Il carico accidentale comprensivo di tutte le dotazioni impiantistiche previste all'interno dei locali delle cabine è assunto come carico uniformemente distribuito pari a:

$$q = 5 \text{ kN/m}^2$$

6.4. Azione sismica

Come precedentemente detto, sono state assunte come forze sismiche per il dimensionamento quelle determinate ponendo il coefficiente di intensità sismica C pari a 0.048 ($S=6$, zona di terza categoria, $\beta=1.2$). Le spinte delle terre in condizioni pseudo statiche e le forze di inerzia delle masse sono quindi calcolate secondo il DM 96.

7. FONDAZIONE CABINA

7.1. Verifiche SLU di tipo geotecnico

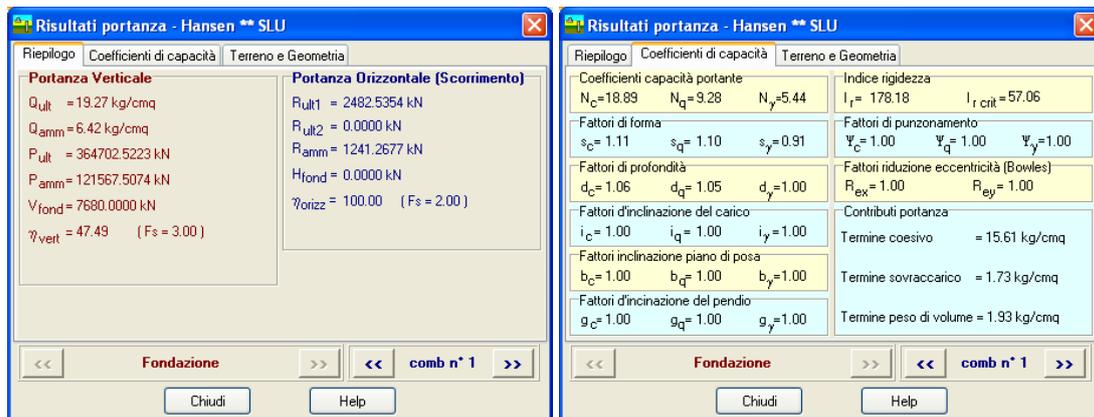
La verifica viene effettuata nei confronti dello stato limite di collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno.

La capacità portante del terreno viene valutata con il metodo di Hansen.

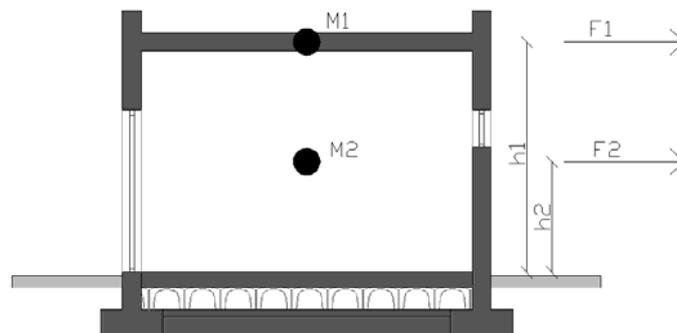
I parametri geotecnici, relativi ai primi tre metri di profondità dal piano campagna sono stati desunti dalla relazione geotecnica come precedentemente riportato.

L'azione totale verticale per la combinazione fondamentale il valore dell'azione assiale in fondazione è pari a

$N = 7680 \text{ kN}$



L'azione sismica viene trattata attraverso un'analisi lineare statica al fine di determinare le sollecitazioni ad essa associate in fondazione (momento flettente ed azione assiale). Data la geometria della fondazione si considera il sisma agente nella direzione più gravosa che è quella secondo il lato corto della stessa. Si considera il seguente schema di calcolo:



$M1 = \text{massa della copertura} = 88.10 \text{ t}$

$M2 = \text{massa delle pareti} = 130.30 \text{ t}$

$h_1 = 4.20 \text{ m}$

$h_2 = 2.10 \text{ m}$

Si utilizza la seguente espressione per la determinazione delle forze agenti associate alle masse:

$$F_i = \frac{F_h \cdot h_i \cdot W_i}{\sum h_j \cdot W_j}$$

Dove:

$$F_h = 0.048 \cdot (88100 + 130300) \cdot 9.81 = 102.80 \text{ kN}$$

da cui si ottiene:

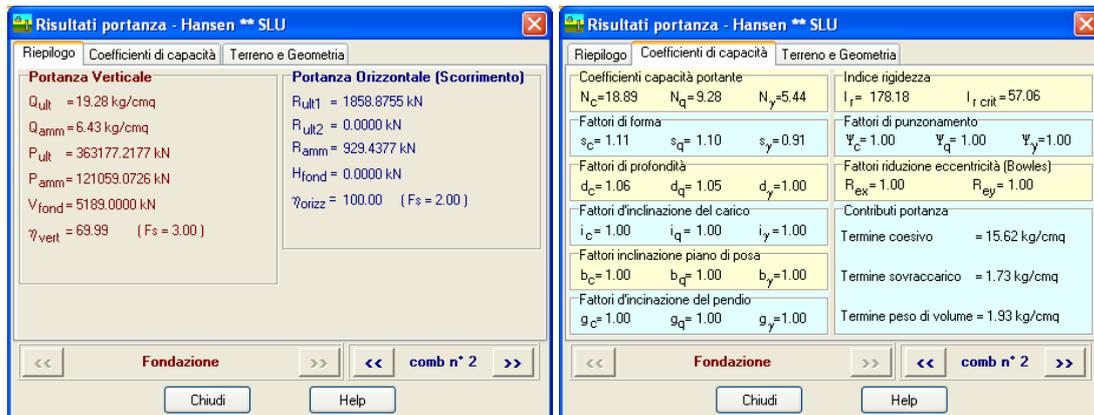
$$F_1 = 59.1 \text{ kN}$$

$$F_2 = 43.7 \text{ kN}$$

Tali forze orizzontali, associate ai carichi verticali concomitanti producono alla base della fondazione le seguenti azioni:

$$N = 5189 \text{ kN}$$

$$M = 340.1 \text{ kNm}$$



Risultati portanza - Hansen ** SLU

Riepilogo | Coefficienti di capacità | Terreno e Geometria

Portanza Verticale

- $Q_{ult} = 19.28 \text{ kg/cmq}$
- $Q_{amm} = 6.43 \text{ kg/cmq}$
- $P_{ult} = 363177.2177 \text{ kN}$
- $P_{amm} = 121059.0726 \text{ kN}$
- $V_{fond} = 5189.0000 \text{ kN}$
- $\gamma_{vert} = 69.99 \quad (F_s = 3.00)$

Portanza Orizzontale (Scorrimento)

- $R_{ult1} = 1858.8755 \text{ kN}$
- $R_{ult2} = 0.0000 \text{ kN}$
- $R_{amm} = 929.4377 \text{ kN}$
- $H_{fond} = 0.0000 \text{ kN}$
- $\gamma_{orizz} = 100.00 \quad (F_s = 2.00)$

Risultati portanza - Hansen ** SLU

Riepilogo | Coefficienti di capacità | Terreno e Geometria

- Coefficienti capacità portante: $N_c = 18.89$, $N_q = 9.28$, $N_{\gamma} = 5.44$
- Indice rigidità: $I_r = 178.18$, $I_{r\ crit} = 57.06$
- Fattori di forma: $s_c = 1.11$, $s_q = 1.10$, $s_{\gamma} = 0.91$
- Fattori di punzonamento: $\Psi_c = 1.00$, $\Psi_q = 1.00$, $\Psi_{\gamma} = 1.00$
- Fattori di profondità: $d_c = 1.06$, $d_q = 1.05$, $d_{\gamma} = 1.00$
- Fattori riduzione eccentricità (Bowles): $R_{ex} = 1.00$, $R_{ey} = 1.00$
- Fattori d'inclinazione del carico: $i_c = 1.00$, $i_q = 1.00$, $i_{\gamma} = 1.00$
- Contributi portanza: Termine coesivo = 15.62 kg/cmq
- Fattori inclinazione piano di posa: $b_c = 1.00$, $b_q = 1.00$, $b_{\gamma} = 1.00$
- Termine sovraccarico = 1.73 kg/cmq
- Fattori d'incinazione del pendio: $g_c = 1.00$, $g_q = 1.00$, $g_{\gamma} = 1.00$
- Termine peso di volume = 1.93 kg/cmq

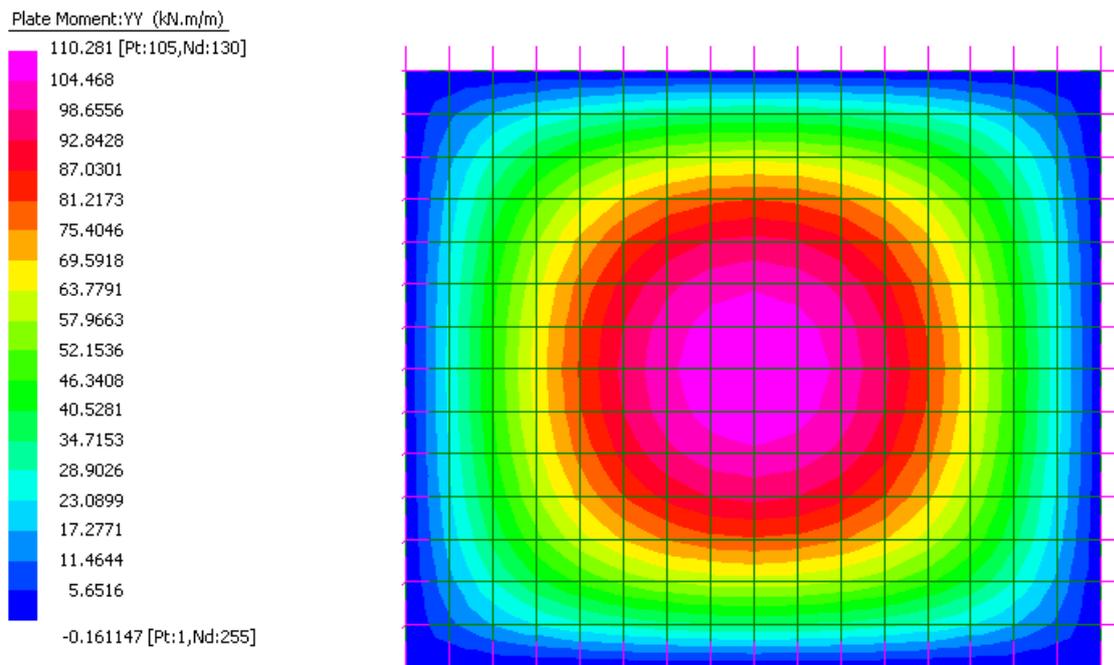
7.2. Verifiche di tipo strutturale

7.2.1. Verifiche agli SLU

Per le verifiche di tipo strutturale si prende in esame la porzione di fondazione delimitata da pareti poste alla maggior distanza tra loro. In tal modo si considera il campo di fondazione maggiore, che viene studiato come appoggiato in corrispondenza delle pareti stesse e sottoposto al carico relativo alla pressione massima calcolata in precedenza.

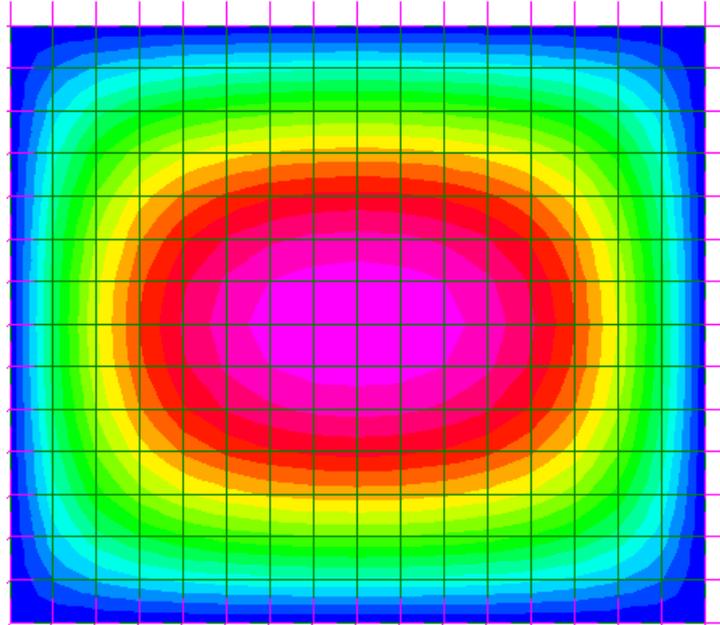
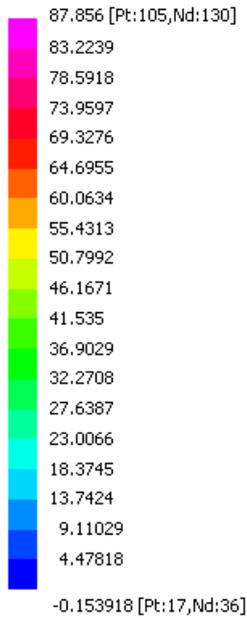
Viene realizzato un semplice modello di una piastra costituita da elementi plate con il programma Straus 7 R2.4.1.

Dall'analisi si evince che i momenti nelle due direzioni ortogonali sono rappresentati nelle seguenti figure:



Momenti flettenti che tendono le fibre nella direzione del lato corto (M_{YY})

Plate Moment:XX (kN.m/m)



Momenti flettenti che tendono le fibre nella direzione del lato lungo (M_{xx})

Si dispone la seguente armatura:

Direzione lato corto (Y) : 1 Φ 16/20 inf. 1 Φ 20/20 sup. copriferro 45 mm

Direzione lato lungo (X) : 1 Φ 16/20 inf. 1 Φ 20/20 sup. copriferro 65 mm

Nelle figure sotto riportate sono mostrate le verifiche per due sezioni di larghezza unitarie nelle due direzioni ortogonali soggette a momento massimo.

Direzione lato lungo – XX

N*	b [cm]	h [cm]	N*	As [cm ²]	d [cm]
1	100	30	1	15,71	7
			2	10,05	23

Sollecitazioni		Metodo n	
S.L.U.		Metodo n	
N _{Ed}	0	0	kN
M _{xEd}	-88	0	kNm
M _{yEd}	0	0	

P.to applicazione N	
<input checked="" type="radio"/> Centro	<input type="radio"/> Baricentro cls
<input type="radio"/> Coord.[cm]	xN 0
	yN 0

Materiali	
B450C	C28/35
ε _{su} 67,5 ‰	ε _{c2} 2 ‰
f _{yd} 391,3 N/mm ²	ε _{cu} 3,5 ‰
E _s 200.000 N/mm ²	f _{cd} 15,87
E _s /E _c 15	f _{cc} /f _{cd} 0,8
ε _{syd} 1,957 ‰	σ _{c,adm} 11
σ _{s,adm} 255 N/mm ²	τ _{co} 0,6667
	τ _{c1} 1,971

Tipo rottura	
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato	

M _{xRd}	-132,7	kN m
σ _c	-15,87	N/mm ²
σ _s	391,3	N/mm ²
ε _c	3,5	‰
ε _s	10,25	‰
d	23	cm
x	5,854	x/d 0,2545
		δ 0,7582

Metodo di calcolo	
<input type="radio"/> S.L.U.+	<input checked="" type="radio"/> S.L.U.-
<input checked="" type="radio"/> Metodo n	

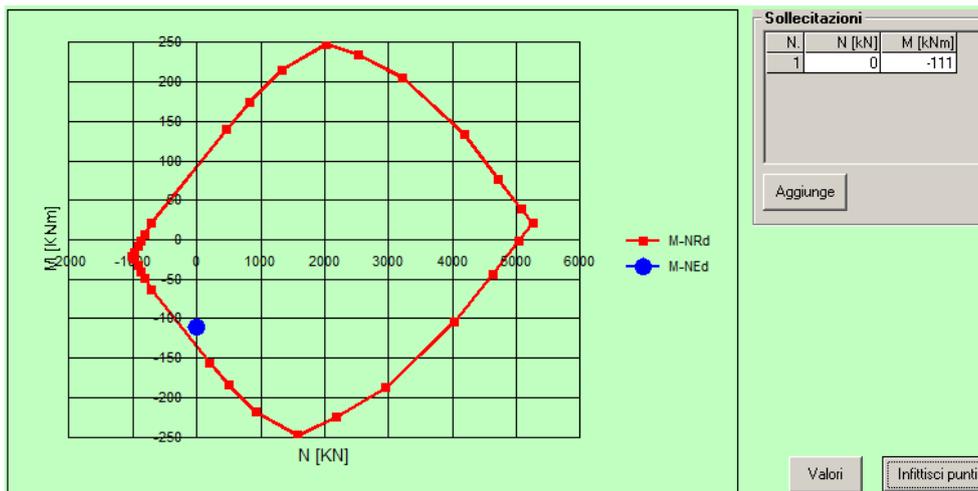
Tipo flessione	
<input checked="" type="radio"/> Retta	<input type="radio"/> Deviata

N* rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso



Direzione lato corto – YY

N*	b [cm]	h [cm]
1	100	30

N*	As [cm ²]	d [cm]
1	15,71	5,5
2	10,05	24,5

Rettangoli Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
 M_{xEd} kNm
 M_{yEd} kNm

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN
 yN

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

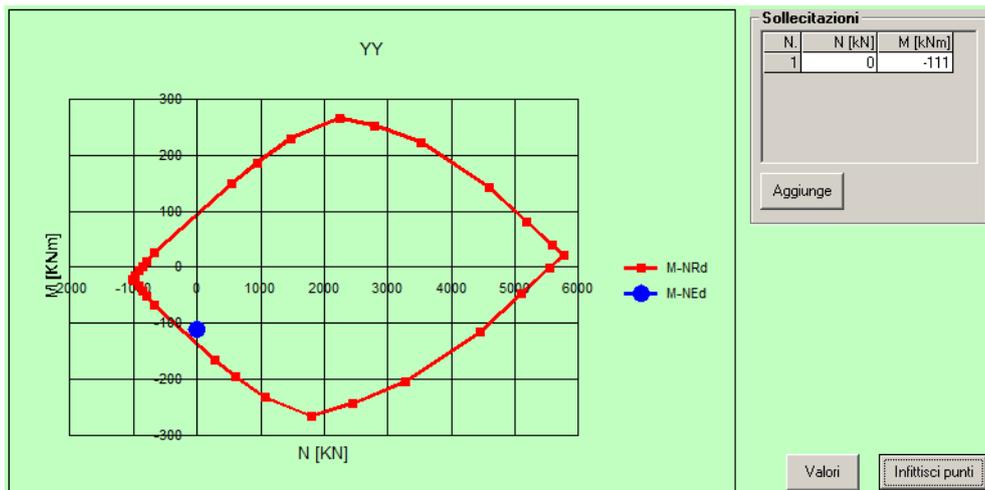
Tipo flessione
 Retta Deviata

Materiali
 B450C C28/35
 ε_{su} ‰ ε_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² ε_{cu} ‰
 E_s N/mm² f_{cd} N/mm²
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ε_{syd} ‰ σ_{c,adm} N/mm²
 σ_{s,adm} N/mm² τ_{co}
 τ_{c1}

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato
 Tipo rottura
 M_{xRd} kN m
 σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ε_c ‰
 ε_s ‰
 d cm
 x x/d
 δ

N* rett.

 L₀ cm
 Precompresso



Si ha:

$$M_{Ed,y} = 111 \text{ kNm/m}$$

$$M_{Rd,yy} = 139 \text{ kNm/m}$$

$$M_{Ed,xx} = 88 \text{ kNm/m}$$

$$M_{Rd,xx} = 93 \text{ kNm/m}$$

Le verifiche a pressoflessione risultano pertanto soddisfatte.

Si riporta di seguito la verifica per azioni taglianti.

Il massimo valore dell'azione di taglio allo SLU risulta pari a 50 kN/m.

Si riporta di seguito la verifica a taglio, da cui si evince che non è necessario predisporre un'armatura a taglio specifica. Si disporranno comunque spilli $\Phi 8$ in quantità di nove al metro quadro.

elementi SENZA armature trasversali resistenti al taglio				
$V_{Rd} = \left\{ 0,18k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$				
bw	1000	mm		
d	230	mm		
Ac	250000	mm ²		
NEd	0	kN		
σ_{cp}	0.00	N/mm ²	deve essere <0,2fcd	3.29
Asl	1570.00	mm ²		
k	1.93		deve essere <2	
vmin	0.51			
ρ_l	0.007		deve essere <0,02	
VRd =	144.37	kN		
VSd =	50	kN	non è necessaria armatura per il taglio	

7.2.2. Verifiche agli SLE

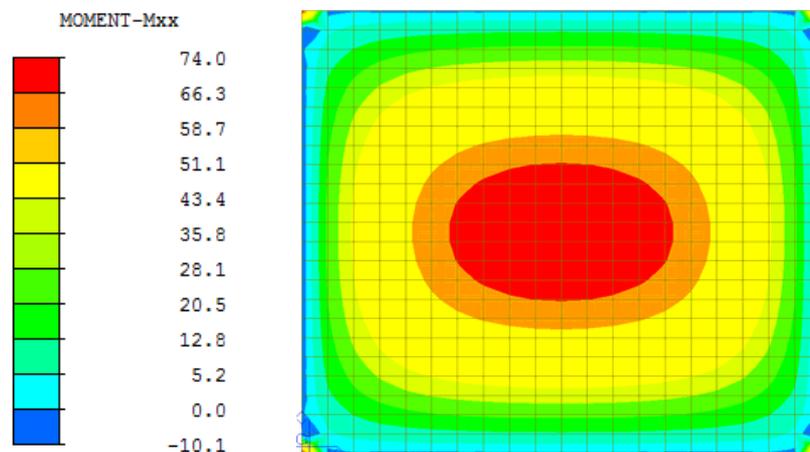
Con riferimento alle combinazioni agli stati limite di esercizio, si ottengono le sollecitazioni globali di seguito riportate:

- Combinazione rara: $N = 5336 \text{ kN}$ $M = 0 \text{ kNm}$
- Combinazione frequente: $N = 5257 \text{ kN}$ $M = 0 \text{ kNm}$
- Combinazione quasi permanente $N = 5178 \text{ kN}$ $M = 0 \text{ kNm}$

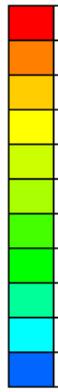
In analogia a quanto già effettuato per le verifiche allo SLU, si prende in esame la porzione di fondazione delimitata da pareti poste alla maggior distanza tra loro. In tal modo si considera il campo di fondazione maggiore, che viene studiato come appoggiato in corrispondenza delle pareti stesse e sottoposto al carico relativo alla pressione massima calcolata in precedenza per le diverse combinazioni di carico.

Viene realizzato un semplice modello di una piastra costituita da elementi plate con il programma Straus 7 R2.4.4.

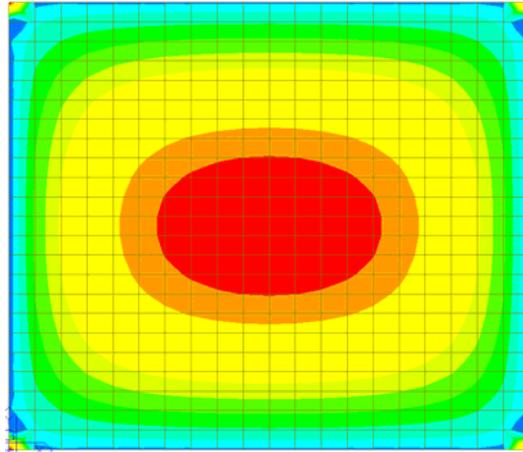
Si riportano di seguito i risultati del calcolo, così come forniti dal programma.



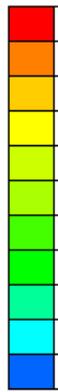
MOMENT-Mxx



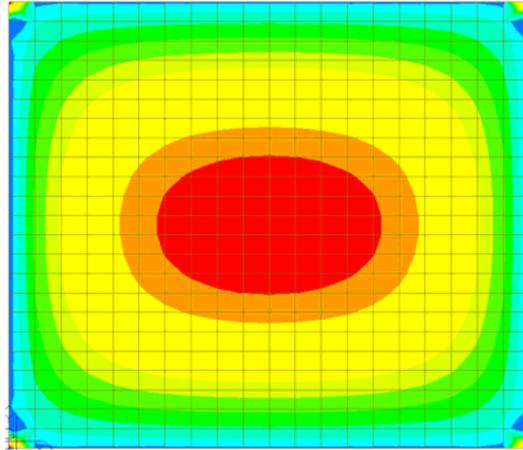
71.8
64.4
57.0
49.5
42.1
34.7
27.3
19.9
12.5
5.0
0.0
-9.8



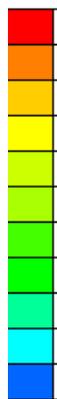
MOMENT-Mxx



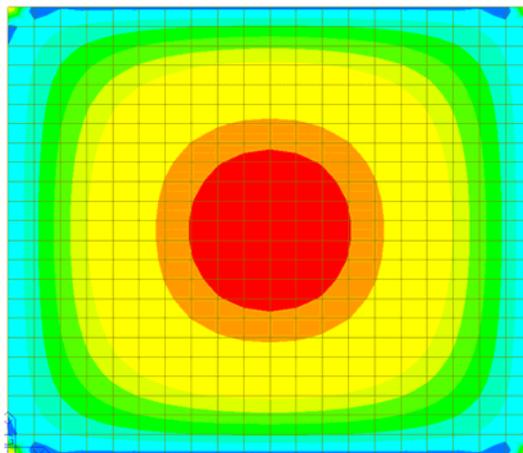
69.6
62.4
55.2
48.0
40.9
33.7
26.5
19.3
12.1
4.9
0.0
-9.5

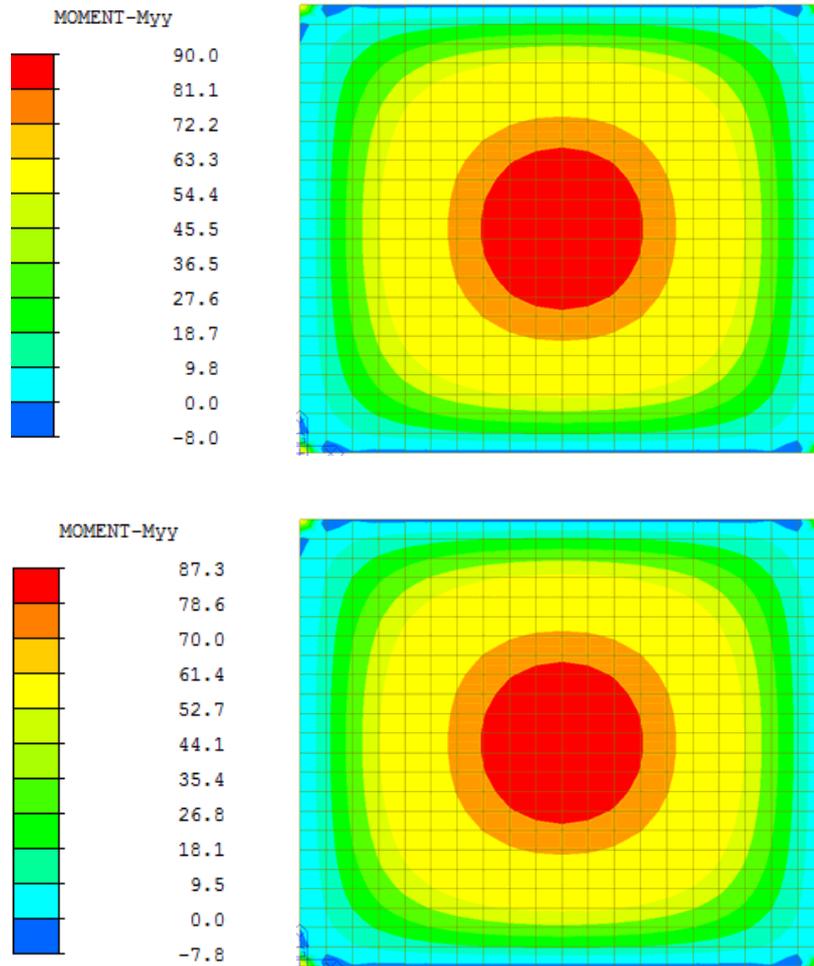


MOMENT-Myy



92.7
83.6
74.4
65.2
56.0
46.8
37.6
28.5
19.3
10.1
0.0
-8.3





Con riferimento alle verifiche delle tensioni in esercizio, si prendono in esame la combinazione rara e la combinazione quasi permanente.

Dall'analisi numerica si ottengono i le sollecitazioni più sfavorevoli come si seguito riportato:

- Combinazioni rare: $M_{yy} = +92 \text{ kNm/m}$
 $M_{xx} = +74 \text{ kNm/m}$
- Combinazione quasi permanenti: $M_{yy} = +87 \text{ kNm/m}$
 $M_{xx} = +70 \text{ kNm/m}$

Per tali valori di momento si ha una tensione nei materiali come segue:

- Combinazioni rare
- $\sigma_{c,yy} = 9.26 \text{ MPa} < 17.4 \text{ MPa}$
 $\sigma_{c,xx} = 8.60 \text{ MPa} < 17.4 \text{ MPa}$
 $\sigma_{s,yy} = 273.0 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 
	<p>IG51-01-E-CV-RH-NV-01-00-003-A00.DOC</p> <p style="text-align: right;">Foglio 22 di 45</p>

$$\sigma_{s,xx} = 235.0 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

- Combinazione quasi permanenti:

$$\sigma_{c,yy} = 8.75 \text{ MPa} < 13.05 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c,xx} = 8.13 \text{ MPa} < 13.05 \text{ MPa}$$

Le verifiche delle tensioni in esercizio risultano pertanto soddisfatte.

Si considerano di seguito le verifiche a fessurazione per la fondazione.

In particolare si fa riferimento alla combinazione frequente e a quella quasi permanente.

Essendo la fondazione permanentemente in contatto con il terreno, in accordo con le normative adottate, si considera una classe di esposizione XC2, corrispondente a una condizione ambientale ordinaria.

Pertanto, l'ampiezza massima ammissibile delle fessure risulta:

- Combinazioni frequenti: $w = 0.4 \text{ mm}$
- Combinazioni quasi permanenti: $w = 0.3 \text{ mm}$

Si procede pertanto con il calcolo dell'apertura delle fessure.

Dall'analisi numerica si ottengono le sollecitazioni di seguito riportate

- Combinazioni frequenti: $M_{yy} = +90 \text{ kNm/m}$
 $M_{xx} = +72 \text{ kNm/m}$
- Combinazione quasi permanenti: $M_{yy} = +87 \text{ kNm/m}$
 $M_{xx} = +70 \text{ kNm/m}$

Si riportano di seguito le verifiche di fessurazione effettuate.

Combinazione frequente - Direzione y

Calcolo dell'ampiezza delle fessure di una trave inflessa in c.a.

b =	100	cm	larghezza
h =	30.00	cm	altezza della sezione
d =	23.00	cm	altezza utile dalla sezione
c =	4.5	cm	copriferro
x =	8.26	cm	distanza dell'asse neutro dal bordo compresso
n ₁ =	5		numero barre di armatura lenta tipica
Φ ₁ =	20	mm	diametro armatura 1
n ₂ =	0		numero barre di armatura lenta integrativa
Φ ₂ =		mm	diametro armatura 2
Φ _{staffa} =	8	mm	diametro staffa eventuale
σ _s =	267.00	N/mm ²	tensione massima agente nell'acciaio
A _{p'} =	0.00	cm ²	area delle armature di precompressione pre- o post-tese all'interno di Ac,eff
A _s =	15.70	cm ²	Area totale di acciaio
f _{ck} =	24.90	N/mm ²	Resistenza caratteristica a compressione (cilindrica)
f _{ct,eff} =	2.56	N/mm ²	Resistenza media a trazione semplice (assiale)
E _s =	210000	N/mm ²	modulo elastico acciaio
E _c =	31447	N/mm ²	modulo elastico del calcestruzzo
α _e =	6.6779		E _s /E _{cm}
ρ _{p,eff} =	0.0217		area efficace di calcestruzzo teso attorno all'armatura ordinaria o a quella di precompressione di altezza, h _{c,ef} , dove h _{c,ef} è il minore tra 2,5 (h - d), (h - x)/3 o h/2 (vedere figura 7.1);
A _{c,eff} =	724.67	cm ²	
ξ =	0.36		
ξ ₁ =	0.60		
n	n		carichi breve durata (s o n)
k _t =	0.40		fattore dipendente dalla durata del carico
ε _{sm} - ε _{cm} =	0.00101		
0,6σ _s /E _s =	0.00076		
	0.00101		max (ε _{sm} - ε _{cm} ; 0,6σ _s /E _s)
s _b =	21.85000		spaziatura barre
5*(c+Φ/2) =	27.50		spaziatura limite
s _{r,max1} =	30.99342	cm	
s _{r,max2} =	28.26	cm	limite superiore per l'ampiezza delle fessure
s _{r,max} =	30.99342	cm	distanza massima tra le fessure
k ₁ =	0.8		coeff. che tiene conto delle proprietà di aderenza dell'armatura
k ₂ =	0.5		coeff. che tiene conto della distribuzione delle deformazioni
k ₃ =	3.4		valore fissato (vd. NOTA par. 7.3.4 - EC2)
k ₄ =	0.425		valore fissato (vd. NOTA par. 7.3.4 - EC2)
Φ =	2.00	cm	
w _k =	0.3143	mm	ampiezza delle fessure

Combinazione frequente - Direzione x

Calcolo dell'ampiezza delle fessure di una trave inflessa in c.a.

b	=	100	cm	larghezza
h	=	30,00	cm	altezza della sezione
d	=	25,00	cm	altezza utile dalla sezione
c	=	6,5	cm	copriferro
x	=	8,15	cm	distanza dell'asse neutro dal bordo compresso
n ₁	=	5		numero barre di armatura lenta tipica
Φ ₁	=	20	mm	diametro armatura 1
n ₂	=	0		numero barre di armatura lenta integrativa
Φ ₂	=		mm	diametro armatura 2
Φ _{staffa}	=	8	mm	diametro staffa eventuale
σ _s	=	228,00	N/mm ²	tensione massima agente nell'acciaio
A _{p'}	=	0,00	cm ²	area delle armature di precompressione pre- o post-tese all'interno di A _{c,eff}
A _s	=	15,70	cm ²	Area totale di acciaio
f _{ck}	=	24,90	N/mm ²	Resistenza caratteristica a compressione (cilindrica)
f _{ct,eff}	=	2,56	N/mm ²	Resistenza media a trazione semplice (assiale)
E _s	=	210000	N/mm ²	modulo elastico acciaio
E _c	=	31447	N/mm ²	modulo elastico del calcestruzzo
α _e	=	6,6779		E _s /E _{cm}
ρ _{p,eff}	=	0,0216		
A _{c,eff}	=	728,33	cm ²	area efficace di calcestruzzo teso attorno all'armatura ordinaria o a quella di precompressione di altezza, h _{c,ef} , dove h _{c,ef} è il minore tra 2,5 (h - d), (h - x)/3 o h/2 (vedere figura 7.1);
ξ	=	0,33		
ξ ₁	=	0,57		
n	=	n		carichi breve durata (s o n)
k ₁	=	0,40		fattore dipendente dalla durata del carico
ε _{sm} - ε _{cm}	=	0,00083		
0,6σ _s /E _s	=	0,00065		
	=	0,00083		max (ε _{sm} - ε _{cm} ; 0,6σ _s /E _s)
sb	=	20,85000		spaziatura barre
5*(c+Φ/2)	=	37,50		spaziatura limite
S _{r,max1}	=	37,87282	cm	
S _{r,max2}	=	28,41	cm	limite superiore per l'ampiezza delle fessure
S _{r,max}	=	37,87282	cm	distanza massima tra le fessure
k ₁	=	0,8		coeff. che tiene conto delle proprietà di aderenza dell'armatura
k ₂	=	0,5		coeff. che tiene conto della distribuzione delle deformazioni
k ₃	=	3,4		valore fissato (vd. NOTA par. 7.3.4 - EC2)
k ₄	=	0,425		valore fissato (vd. NOTA par. 7.3.4 - EC2)
Φ	=	2,00	cm	
w _k	=	0,3133	mm	ampiezza delle fessure

Combinazione quasi permanente - Direzione y

Calcolo dell'ampiezza delle fessure di una trave inflessa in c.a.

b =	100	cm	larghezza
h =	30.00	cm	altezza della sezione
d =	23.00	cm	altezza utile dalla sezione
c =	4.5	cm	copriferro
x =	8.26	cm	distanza dell'asse neutro dal bordo compresso
n ₁ =	5		numero barre di armatura lenta tipica
Φ ₁ =	20	mm	diametro armatura 1
n ₂ =	0		numero barre di armatura lenta integrativa
Φ ₂ =		mm	diametro armatura 2
Φ _{staffa} =	8	mm	diametro staffa eventuale
σ _s =	256.00	N/mm ²	tensione massima agente nell'acciaio
A _p ' =	0.00	cm ²	area delle armature di precompressione pre- o post-tese all'interno di A _{c,eff}
A _s =	15.70	cm ²	Area totale di acciaio
f _{ck} =	24.90	N/mm ²	Resistenza caratteristica a compressione (cilindrica)
f _{ct,eff} =	2.56	N/mm ²	Resistenza media a trazione semplice (assiale)
E _s =	210000	N/mm ²	modulo elastico acciaio
E _c =	31447	N/mm ²	modulo elastico del calcestruzzo
α _e =	6.6779		E _s /E _{cm}
ρ _{p,eff} =	0.0217		area efficace di calcestruzzo teso attorno all'armatura ordinaria o a quella di precompressione di altezza, h _{c,ef} , dove h _{c,ef} è il minore tra 2,5 (h - d), (h - x)/3 o h/2 (vedere figura 7.1);
A _{c,eff} =	724.67	cm ²	
ξ =	0.36		
ξ ₁ =	0.60		
n			carichi breve durata (s o n)
k _t =	0.40		fattore dipendente dalla durata del carico
ε _{sm} - ε _{cm} =	0.00096		
0,6σ _s /E _s =	0.00073		
	0.00096		max (ε _{sm} - ε _{cm} ; 0,6σ _s /E _s)
s _b =	21.85000		spaziatura barre
5*(c+Φ/2) =	27.50		spaziatura limite
s _{r,max1} =	30.99342	cm	
s _{r,max2} =	28.26	cm	limite superiore per l'ampiezza delle fessure
s _{r,max} =	30.99342	cm	distanza massima tra le fessure
k ₁ =	0.8		coeff. che tiene conto delle proprietà di aderenza dell'armatura
k ₂ =	0.5		coeff. che tiene conto della distribuzione delle deformazioni
k ₃ =	3.4		valore fissato (vd. NOTA par. 7.3.4 - EC2)
k ₄ =	0.425		valore fissato (vd. NOTA par. 7.3.4 - EC2)
Φ =	2.00	cm	
w _k =	0.2980	mm	ampiezza delle fessure

Combinazione quasi permanente - Direzione x

Calcolo dell'ampiezza delle fessure di una trave inflessa in c.a.

b =	100	cm	larghezza
h =	30,00	cm	altezza della sezione
d =	25,00	cm	altezza utile dalla sezione
c =	6,5	cm	copriferro
x =	8,15	cm	distanza dell'asse neutro dal bordo compresso
n ₁ =	5		numero barre di armatura lenta tipica
Φ ₁ =	20	mm	diametro armatura 1
n ₂ =	0		numero barre di armatura lenta integrativa
Φ ₂ =		mm	diametro armatura 2
Φ _{staffa} =	8	mm	diametro staffa eventuale
σ _s =	220,00	N/mm ²	tensione massima agente nell'acciaio
A _p ' =	0,00	cm ²	area delle armature di precompressione pre- o post-tese all'interno di A _{c,eff}
A _s =	15,70	cm ²	Area totale di acciaio
f _{ck} =	24,90	N/mm ²	Resistenza caratteristica a compressione (cilindrica)
f _{ct,eff} =	2,56	N/mm ²	Resistenza media a trazione semplice (assiale)
E _s =	210000	N/mm ²	modulo elastico acciaio
E _c =	31447	N/mm ²	modulo elastico del calcestruzzo
α _e =	6,6779		E _s /E _{cm}
ρ _{p,eff} =	0,0216		
A _{c,eff} =	728,33	cm ²	area efficace di calcestruzzo teso attorno all'armatura ordinaria o a quella di precompressione di altezza, h _{c,ef} , dove h _{c,ef} è il minore tra 2,5 (h - d), (h - x)/3 o h/2 (vedere figura 7.1);
ξ =	0,33		
ξ ₁ =	0,57		
n =	n		carichi breve durata (s o n)
k ₁ =	0,40		fattore dipendente dalla durata del carico
ε _{sm} - ε _{cm} =	0,00079		
0,6σ _s /E _s =	0,00063		
	0,00079		max (ε _{sm} - ε _{cm} ; 0,6σ _s /E _s)
s _b =	20,85000		spaziatura barre
5*(c+Φ/2) =	37,50		spaziatura limite
S _{r,max1} =	37,87282	cm	
S _{r,max2} =	28,41	cm	limite superiore per l'ampiezza delle fessure
S _{r,max} =	37,87282	cm	distanza massima tra le fessure
k ₁ =	0,8		coeff. che tiene conto delle proprietà di aderenza dell'armatura
k ₂ =	0,5		coeff. che tiene conto della distribuzione delle deformazioni
k ₃ =	3,4		valore fissato (vd. NOTA par. 7.3.4 - EC2)
k ₄ =	0,425		valore fissato (vd. NOTA par. 7.3.4 - EC2)
Φ =	2,00	cm	
w _k =	0,2988	mm	ampiezza delle fessure

Le verifiche agli SLE risultano pertanto soddisfatte.

8. VASCA DI ACCUMULO ANTINCENDIO

8.1. Verifiche di tipo strutturale

8.1.1. Verifiche agli SLU

Si riassumono di seguito le massime sollecitazioni deducibili dai diagrammi sopra riportati. Si osservi che risultando le forze assiali di modesta entità e comunque sempre di compressione, a favore di sicurezza esse verranno nel seguito trascurate.

Sollecitazioni agli stati limite ultimi

Soletta inferiore

Centro:	$M_{xx} = -52.5 \text{ kNm/m}$	$M_{yy} = -62.4 \text{ kN/m}$
Incastro X:	$M_{yy} = 65.3 \text{ kNm/m}$	$V_{yy} = 149.2 \text{ kN/m}$
Incastro Y:	$M_{xx} = 56.4 \text{ kNm/m}$	$V_{xx} = 136.0 \text{ kN/m}$

Soletta superiore

Centro:	$M_{xx} = 49.1 \text{ kNm/m}$	$M_{yy} = 56.3 \text{ kN/m}$
Incastro X:	$M_{yy} = -53.0 \text{ kNm/m}$	$V_{yy} = 121.0 \text{ kN/m}$
Incastro Y:	$M_{xx} = -39.0 \text{ kNm/m}$	$V_{xx} = 110.0 \text{ kN/m}$

Pareti

Centro:	$M_{xx,max} = 7.6 \text{ kNm/m}$	$M_{yy,max} = 13.1 \text{ kN/m}$
	$M_{xx,min} = -9.8 \text{ kNm/m}$	$M_{yy,min} = -13.6 \text{ kN/m}$
Incastro Y:	$M_{xx} = 16.8 \text{ kNm/m}$	$V_{xx} = 55.0 \text{ kN/m}$
Incastro Z:	$M_{yy} = -70 \text{ kNm/m}$	$V_{yy} = 95.0 \text{ kN/m}$

Soletta inferiore**Centro**

Armatura minima in direzione X

 $M_{yy} = -62.4 \text{ kNm/m}$

Titolo : **Armatura in direzione X**

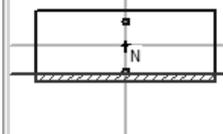
N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm ²]	d [cm]
1	100	40	1	10.05	5.9
			2	10.05	34.1

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sezione C.A.

File



Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
 M_{xEd} kNm
 M_{yEd}

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN
 yN

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

Materiali

ϵ_{su} ‰ ϵ_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² ϵ_{cu} ‰
 E_s N/mm² f_{cd} ‰
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ϵ_{syd} ‰ $\sigma_{c,adm}$ ‰
 $\sigma_{s,adm}$ N/mm² τ_{co} ‰
 τ_{c1} ‰

M M_{xRd} kN m

σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_c ‰
 ϵ_s ‰
 d cm
 x x/d
 δ

N° rett.

L_o cm

Precompresso

Armatura minima direzione Y

 $M_{xx} = -52.5 \text{ kNm/m}$

Titolo : **Armatura direzione Y**

N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	40	1	10.05	4.3
			2	10.05	35.7

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
 M_{xEd} kNm
 M_{yEd} kNm

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN
 yN

Tipo rottura:
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
 B450C C25/30
 ϵ_{su} ‰ ϵ_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² ϵ_{cu} ‰
 E_s N/mm² f_{cd} N/mm²
 ϵ_s / ϵ_c f_{cc} / f_{cd} ?
 ϵ_{syd} ‰ $\sigma_{c,adm}$ N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ N/mm² τ_{co} N/mm²
 τ_{c1} N/mm²

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N

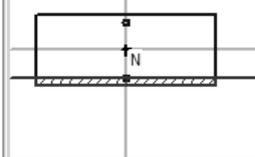
L₀ cm Col. modello

Precompresso

M_{xRd} kN m

σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_c ‰
 ϵ_s ‰
 d cm
 x x/d
 δ

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sezione C.A.
 File


Sezione di incastro lungo la direzione X

Armatura minima in direzione X

 $M_{yy} = 65.3 \text{ kNm/m}$ $V_{yy} = 149.2 \text{ kN/m}$

Titolo : **Armatura in direzione X**

N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	40	1	10.05	5.9
			2	10.05	34.1

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
 M_{xEd} kNm
 M_{yEd}

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN yN

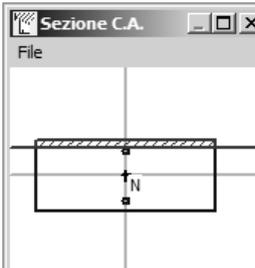
Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} kN m

σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_s %
 ϵ_s %
d cm
x x/d
 δ

Materiali
B450C **C28/35**
 ϵ_{su} % ϵ_{c2} %
 f_{yd} N/mm² ϵ_{cu} %
 E_s N/mm² f_{cd}
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ϵ_{syd} % $\sigma_{c,adm}$
 $\sigma_{s,adm}$ N/mm² τ_{co}
 τ_{c1}

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sezione C.A.
File


Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett.

Calcola MRd **Dominio M-N**

L_0 cm **Col. modello**

Precompresso

elementi SENZA armature trasversali resistenti al taglio

b_w	1000	mm	
d	341	mm	
A_c	500000	mm ²	
N_{Ed}	0	kN	
σ_{cp}	0.00	N/mm ²	deve essere <0,2f _{cd} <input type="text" value="3.29"/>
A_{sl}	2010.00	mm ²	
k	1.77		deve essere <2
v_{min}	0.44		
ρ_l	0.006		deve essere <0,02

V_{Rd}	186.24	kN	
V_{Sd}	149.2	kN	non è necessaria armatura a taglio

Sezione di incastro lungo la direzione Y

Armatura minima in direzione Y

$M_{xx} = 56.4 \text{ kNm/m}$
 $V_{xx} = 136.0 \text{ kN/m}$

Titolo : **Armatura direzione Y**

N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	40	1	10.05	4.3
			2	10.05	35.7

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
 M_{xEd} kNm
 M_{yEd}

P.to applicazione N: Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] x_N y_N

Tipo rottura: **Lato calcestruzzo - Acciaio snervato**

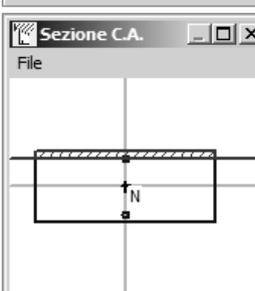
Materiali: **B450C** **C25/30**

ϵ_{su} % ϵ_{c2} %
 f_{yd} N/mm² ϵ_{cu} %
 E_s N/mm² f_{cd}

E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ϵ_{syd} % $\sigma_{c,adm}$
 $\sigma_{s,adm}$ N/mm² τ_{co}
 τ_{c1}

M_{xRd} kN m
 σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_c %
 ϵ_s %
 d cm
 x x/d
 δ

Tipo Sezione: Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sezione C.A. 

Metodo di calcolo: S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione: Retta Deviata

N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N

L_0 cm Col. modello

Precompresso

elementi SENZA armature trasversali resistenti al taglio

bw	1000	mm	
d	357	mm	
Ac	500000	mm²	
NEd	0	kN	
σ_{cp}	0.00	N/mm²	deve essere $< 0,2f_{cd}$ <input type="text" value="3.29"/>
Asl	2010.00	mm²	
k	1.75		deve essere < 2
vmin	0.44		
ρ_l	0.006		deve essere $< 0,02$
VRd	190.14	kN	
VSd	136	kN	non è necessaria armatura a taglio

Soletta superiore**Centro**

Armatura minima in direzione X

 $M_{yy} = 56.3 \text{ kNm/m}$

Titolo : **Armatura in direzione X**

N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	40

N°	As [cm²]	d [cm]
1	10.05	5.9
2	10.05	34.1

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
 M_{xEd} kNm
 M_{yEd}

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] x_N
 y_N

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

Materiali

 ϵ_{su} % ϵ_{c2} %
 f_{yd} N/mm² ϵ_{cu} %
 E_s N/mm² f_{cd}
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ϵ_{syd} % $\sigma_{c,adm}$
 $\sigma_{s,adm}$ N/mm² τ_{co}
 τ_{c1}

M_{xRd} kN m
 σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_c %
 ϵ_s %
 d cm
 x x/d
 δ

Sezione C.A.
 File


Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett.

Calcola MRd **Dominio M-N**

L_0 cm **Col. modello**

Precompresso

Sezione di incastro lungo la direzione X

Armatura minima in direzione X

$M_{yy} = -53.0 \text{ kNm/m}$
 $V_{yy} = 121.0 \text{ kN/m}$

Titolo: Armatura in direzione X

N° strati barre: Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	40

N°	As [cm²]	d [cm]
1	10.05	5.9
2	10.05	34.1

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
 M_{xEd} kNm
 M_{yEd} kNm

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo: S.L.U.+ S.L.U.- Metodo n

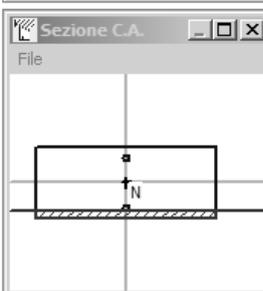
Tipo flessione: Retta Deviata

Materiali
B450C C28/35

ϵ_{su} ‰ ϵ_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² ϵ_{cu} ‰
 E_s N/mm² f_{cd} N/mm²
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ϵ_{syd} ‰ $\sigma_{c,adm}$ N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ N/mm² τ_{co} τ_{c1}

M_{xRd} kN m
 σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_c ‰
 ϵ_s ‰
d cm
x x/d
 δ

Sezione C.A.
File



Calcola MRd **Dominio M-N**
 L_0 cm **Col. modello**
 Precompresso

elementi SENZA armature trasversali resistenti al taglio

bw	1000	mm	
d	341	mm	
Ac	500000	mm²	
NEd	0	kN	
σ_{cp}	0.00	N/mm²	deve essere <0,2fcd <input type="text" value="3.29"/>
Asl	2010.00	mm²	
k	1.77		deve essere <2
vmin	0.44		
pl	0.006		deve essere <0,02

VRd	186.24	kN	
VSd	121	kN	non è necessaria armatura a taglio

Sezione di incastro lungo la direzione Y

Armatura minima in direzione Y

$M_{xx} = -39.0$ kNm/m
 $V_{xx} = 110.0$ kN/m

Titolo : **Armatura direzione Y**

N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	40

N°	As [cm²]	d [cm]
1	10.05	4.3
2	10.05	35.7

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
 M_{xEd} kNm
 M_{yEd}

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.- Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N

L_0 cm Col. modello

Precompresso

Materiali
 B450C C28/35
 ϵ_{su} % ϵ_{c2} %
 f_{yd} N/mm² ϵ_{cu}
 E_s N/mm² f_{cd}
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ϵ_{syd} % $\sigma_{c,adm}$
 $\sigma_{s,adm}$ N/mm² τ_{co}
 τ_{c1}

M_{xRd} kN m
 σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_c %
 ϵ_s %
 d cm
 x x/d
 δ

elementi SENZA armature trasversali resistenti al taglio		
bw	1000	mm
d	357	mm
Ac	500000	mm²
NEd	0	kN
σ_{cp}	0.00	N/mm²
Asl	2010.00	mm²
k	1.75	
vmin	0.44	
pl	0.006	

deve essere $< 0,2f_{cd}$

deve essere < 2

deve essere $< 0,02$

V_{Rd}	190.14	kN
V_{Sd}	110	kN

non è necessaria armatura a taglio

Pareti

Centro

Armatura minima orizzontale

 $M_{xx,max} = 7.6 \text{ kNm/m}$ $M_{xx,min} = -9.8 \text{ kNm/m}$

Titolo : **Armatura orizzontale**

N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	40

N°	As [cm²]	d [cm]
1	10.05	5.5
2	10.05	34.5

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
 M_{xEd} kNm
 M_{yEd} kNm

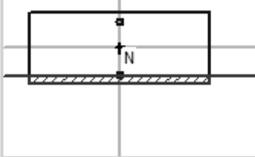
P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN
 yN

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
 B450C C28/35
 ϵ_{su} % ϵ_{c2} %
 f_{yd} N/mm² ϵ_{cu} %
 E_s N/mm² f_{cd} %
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ϵ_{syd} % $\sigma_{c,adm}$
 $\sigma_{s,adm}$ N/mm² τ_{co}
 τ_{c1}

M_{xRd} kN m
 σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_c %
 ϵ_s %
 d cm
 x x/d
 δ

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sezione C.A.
 File


Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N

L_0 cm Col. modello

Precompresso

Armatura minima verticale

$M_{yy,max} = 13.1 \text{ kNm/m}$

$M_{yy,min} = -13.6 \text{ kNm/m}$

Titolo : **Armatura verticale**

N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	40	1	10.05	7.1
			2	10.05	32.9

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
 M_{xEd} kNm
 M_{yEd}

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali

 ϵ_{su} % ϵ_{c2} %
 f_{yd} N/mm² ϵ_{cu} %
 E_s N/mm² f_{cd}
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ϵ_{syd} % $\sigma_{c,adm}$
 $\sigma_{s,adm}$ N/mm² τ_{co}
 τ_{c1}

M_{xRd} kN m
 σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_c %
 ϵ_s %
d cm
x x/d
 δ

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sezione CA.


Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N

L_0 cm Col. modello

Precompresso

Sezione di incastro lungo la direzione orizzontale

Armatura minima orizzontale

$M_{xx} = 16.8 \text{ kNm/m}$
 $V_{yy} = 55.0 \text{ kN/m}$

Titolo : **Armatura orizzontale**

N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	40

N°	As [cm²]	d [cm]
1	10.05	5.5
2	10.05	34.5

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
 M_{xEd} kNm
 M_{yEd}

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
B450C C28/35
 ϵ_{su} % ϵ_{c2} %
 f_{yd} N/mm² ϵ_{cu} %
 E_s N/mm² f_{cd}
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ϵ_{syd} % $\sigma_{c,adm}$
 $\sigma_{s,adm}$ N/mm² τ_{c0}
 τ_{c1}

M_{xRd} kN m
 σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_c %
 ϵ_s %
d cm
x w/d
 δ

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sezione C.A.
File

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N
 L_0 cm Col. modello

Precompresso

elementi SENZA armature trasversali resistenti al taglio

bw	1000	mm
d	345	mm
Ac	500000	mm²
NEd	0	kN
σ_{cp}	0.00	N/mm²
Asl	2010.00	mm²
k	1.76	
vmin	0.44	
ρ_l	0.006	

deve essere $< 0,2f_{cd}$

deve essere < 2

deve essere $< 0,02$

VRd	187.22	kN
VSd	55	kN

non è necessaria armatura a taglio

Sezione di incastro lungo la direzione verticale

Armatura minima verticale

$M_{yy} = -70.0 \text{ kNm/m}$
 $V_{yy} = 95.0 \text{ kN/m}$

Titolo : **Armatura verticale**

N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	40	1	10.05	7.1
			2	10.05	32.9

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
 M_{xEd} kNm
 M_{yEd}

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} kN m
 σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_c ‰
 ϵ_s ‰
d cm
x x/d
 δ

Materiali
B450C C28/35
 ϵ_{su} ‰ ϵ_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² ϵ_{cu} ‰
 E_s N/mm² f_{cd} ‰
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ϵ_{syd} ‰ $\sigma_{c,adm}$ ‰
 $\sigma_{s,adm}$ N/mm² τ_{co} ‰
 τ_{c1}

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sezione C.A.
File

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N
 L_o cm Col. modello

Precompresso

elementi SENZA armature trasversali resistenti al taglio

bw	1000	mm	
d	329	mm	
Ac	500000	mm ²	
NEd	0	kN	
σ_{cp}	0.00	N/mm ²	deve essere <0,2fcd <input type="text" value="3.29"/>
Asl	2010.00	mm ²	
k	1.78		deve essere <2
vmin	0.45		
pl	0.006		deve essere <0,02

VRd =	183.27	kN	
VSd =	95	kN	non è necessaria armatura a taglio

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	IG51-01-E-CV-RH-NV-01-00-003-A00.DOC	Foglio 40 di 45

8.1.2. Verifiche agli stati limite di esercizio

Combinazioni Rare

Soletta inferiore

Centro: $M_{xx} = -34.7 \text{ kNm/m}$ $M_{yy} = -40.5 \text{ kN/m}$
 Incastro X: $M_{yy} = 44.2 \text{ kNm/m}$
 Incastro Y: $M_{xx} = 31.5 \text{ kNm/m}$

Soletta superiore

Centro: $M_{xx} = 31.5 \text{ kNm/m}$ $M_{yy} = 36.5 \text{ kN/m}$
 Incastro X: $M_{yy} = -28.7 \text{ kNm/m}$
 Incastro Y: $M_{xx} = -32.8 \text{ kNm/m}$

Pareti

Centro: $M_{xx,max} = 10.0 \text{ kNm/m}$ $M_{yy,max} = 16.0 \text{ kN/m}$
 $M_{xx,min} = -12.1 \text{ kNm/m}$ $M_{yy,min} = -16.0 \text{ kN/m}$

Incastro Y: $M_{xx} = -12.9 \text{ kNm/m}$
 Incastro Z: $M_{yy} = -43.7 \text{ kNm/m}$

Combinazioni Frequenti

Soletta inferiore

Centro: $M_{xx} = -32.1 \text{ kNm/m}$ $M_{yy} = -37.5 \text{ kN/m}$
 Incastro X: $M_{yy} = 41.4 \text{ kNm/m}$
 Incastro Y: $M_{xx} = 28.5 \text{ kNm/m}$

Soletta superiore

Centro: $M_{xx} = 23.5 \text{ kNm/m}$ $M_{yy} = 19.5 \text{ kN/m}$
 Incastro X: $M_{yy} = -15.6 \text{ kNm/m}$
 Incastro Y: $M_{xx} = -16.0 \text{ kNm/m}$

Pareti

Centro: $M_{xx,max} = 10.0 \text{ kNm/m}$ $M_{yy,max} = 15.1 \text{ kN/m}$
 $M_{xx,min} = -10.2 \text{ kNm/m}$ $M_{yy,min} = -20.0 \text{ kN/m}$

Incastro Y: $M_{xx} = -12.2 \text{ kNm/m}$
 Incastro Z: $M_{yy} = -40.2 \text{ kNm/m}$

Combinazioni Quasi Permanenti

Soletta inferiore

Centro: $M_{xx} = -29.7 \text{ kNm/m}$ $M_{yy} = -34.5 \text{ kN/m}$
 Incastro X: $M_{yy} = 38.6 \text{ kNm/m}$
 Incastro Y: $M_{xx} = 26.0 \text{ kNm/m}$

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	IG51-01-E-CV-RH-NV-01-00-003-A00.DOC	Foglio 41 di 45

Soletta superiore

Centro: $M_{xx} = 20.9 \text{ kNm/m}$ $M_{yy} = 18.7 \text{ kNm/m}$
 Incastro X: $M_{yy} = -27.9 \text{ kNm/m}$
 Incastro Y: $M_{xx} = -14.5 \text{ kNm/m}$

Pareti

Centro: $M_{xx,max} = 10.0 \text{ kNm/m}$ $M_{yy,max} = 16.0 \text{ kNm/m}$
 $M_{xx,min} = -12.1 \text{ kNm/m}$ $M_{yy,min} = -16.0 \text{ kNm/m}$

 Incastro Y: $M_{xx} = -11.7 \text{ kNm/m}$
 Incastro Z: $M_{yy} = -36.8 \text{ kNm/m}$

Si riportano di seguito le verifiche agli stati limite di esercizio condotte per le sezioni in esame.

Verifica delle tensioni in esercizio

Le verifiche delle tensioni in esercizio devono essere condotte con riferimento alle condizioni rare e alle condizioni quasi permanenti.

Con riferimento alle condizioni rare, la massima sollecitazione agente nelle solette in direzione X è pari a 44.2 kNm/m, mentre nella direzione Y è pari a 34.7 kNm/m.

Ne conseguono le seguenti sollecitazioni:

Direzione X

$$\sigma_c = 3.1 \text{ N/mm}^2 < 0.60 \cdot 28 = 16.8 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 141.8 \text{ N/mm}^2 < 0.8 \cdot 450 = 360 \text{ N/mm}^2$$

Direzione Y

$$\sigma_c = 2.2 \text{ N/mm}^2 < 0.60 \cdot 28 = 16.8 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 105.6 \text{ N/mm}^2 < 0.8 \cdot 450 = 360 \text{ N/mm}^2$$

Analogamente nelle pareti la massima sollecitazione in direzione orizzontale è pari a 12.9 kNm/m mentre in direzione verticale è pari a 43.7 kNm/m.

Ne conseguono le seguenti sollecitazioni:

Direzione orizzontale

$$\sigma_c = 0.9 \text{ N/mm}^2 < 0.60 \cdot 28 = 16.8 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 40.9 \text{ N/mm}^2 < 0.8 \cdot 450 = 360 \text{ N/mm}^2$$

Direzione verticale

$$\sigma_c = 3.3 \text{ N/mm}^2 < 0.60 \cdot 28 = 16.8 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 145.5 \text{ N/mm}^2 < 0.8 \cdot 450 = 360 \text{ N/mm}^2$$

Si osserva inoltre che le tensioni nel cls risultano inferiori a $0.45 \cdot f_{ck} = 12.6 \text{ N/mm}^2$, rendendo così le verifiche nelle condizioni quasi permanenti automaticamente soddisfatte.

Verifica apertura delle fessure

Si riportano di seguito le verifiche a fessurazione condotte per la struttura in esame.

Solette – Combinazione frequente

Armatura minima in direzione X

Sollecitazione massima pari a 41.4 kNm/m

Calcolo dell'ampiezza delle fessure di una trave inflessa in c.a.

$b =$	100	cm	larghezza
$h =$	40.00	cm	altezza della sezione
$d =$	34.10	cm	altezza utile dalla sezione
$c =$	5.1	cm	copriferro
$x =$	8.37	cm	distanza dell'asse neutro dal bordo compresso
$n_1 =$	5		numero barre di armatura lenta tipica
$\Phi_1 =$	16	mm	diametro armatura 1
$n_2 =$	0		numero barre di armatura lenta integrativa
$\Phi_2 =$		mm	diametro armatura 2
$\Phi_{staffa} =$	12	mm	diametro staffa eventuale
$\sigma_s =$	132.80	N/mm ²	tensione massima agente nell'acciaio
$A_{p'} =$	0.00	cm ²	area delle armature di precompressione pre- o post-tese all'interno di Ac,eff
$A_s =$	10.05	cm ²	Area totale di acciaio
$f_{ck} =$	24.90	N/mm ²	Resistenza caratteristica a compressione (cilindrica)
$f_{ct,eff} =$	2.56	N/mm ²	Resistenza media a trazione semplice (assiale)
$E_s =$	210000	N/mm ²	modulo elastico acciaio
$E_c =$	31447	N/mm ²	modulo elastico del calcestruzzo
$\alpha_e =$	6.6779		E_s/E_{cm}
$\rho_{p,eff} =$	0.0095		area efficace di calcestruzzo teso attorno all'armatura ordinaria o a quella di precompressione di altezza, $h_{c,ef}$, dove $h_{c,ef}$ è il minore tra $2,5(h-d)$, $(h-x)/3$ o $h/2$ (vedere figura 7.1);
$A_{c,eff} =$	1054.33	cm ²	
$\xi =$	0.25		
$\xi_1 =$	0.50		
$n =$			carichi breve durata (s o n)
$k_t =$	0.40		fattore dipendente dalla durata del carico
$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} =$	0.00009		
$0,6\sigma_s/E_s =$	0.00038		
$=$	0.00038		$\max(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}; 0,6\sigma_s/E_s)$
$s_b =$	21.45000		spaziatura barre
$5*(c+\Phi/2) =$	29.50		spaziatura limite
$s_{r,max1} =$	45.88087	cm	
$s_{r,max2} =$	41.12	cm	limite superiore per l'ampiezza delle fessure
$s_{r,max} =$	45.88087	cm	distanza massima tra le fessure
$k_1 =$	0.8		coeff. che tiene conto delle proprietà di aderenza dell'armatura
$k_2 =$	0.5		coeff. che tiene conto della distribuzione delle deformazioni
$k_3 =$	3.4		valore fissato (vd. NOTA par. 7.3.4 - EC2)
$k_4 =$	0.425		valore fissato (vd. NOTA par. 7.3.4 - EC2)
$\Phi =$	1.60	cm	
$w_k =$	0.1741	mm	ampiezza delle fessure

Armatura minima in direzione Y

Sollecitazione massima pari a 32.1 kNm/m

Calcolo dell'ampiezza delle fessure di una trave inflessa in c.a.

b =	100	cm	larghezza
h =	40.00	cm	altezza della sezione
d =	35.70	cm	altezza utile dalla sezione
c =	3.5	cm	copriferro
x =	8.37	cm	distanza dell'asse neutro dal bordo compresso
n ₁ =	5		numero barre di armatura lenta tipica
Φ ₁ =	16	mm	diametro armatura 1
n ₂ =	0		numero barre di armatura lenta integrativa
Φ ₂ =		mm	diametro armatura 2
Φ _{staffa} =	12	mm	diametro staffa eventuale
σ _s =	97.70	N/mm ²	tensione massima agente nell'acciaio
A _p ' =	0.00	cm ²	area delle armature di precompressione pre- o post-tese all'interno di A _{c,eff}
A _s =	10.05	cm ²	Area totale di acciaio
f _{ck} =	24.90	N/mm ²	Resistenza caratteristica a compressione (cilindrica)
f _{ct,eff} =	2.56	N/mm ²	Resistenza media a trazione semplice (assiale)
E _s =	210000	N/mm ²	modulo elastico acciaio
E _c =	31447	N/mm ²	modulo elastico del calcestruzzo
α _e =	6.6779		E _s /E _{cm}
ρ _{p,eff} =	0.0095		area efficace di calcestruzzo teso attorno all'armatura ordinaria o a quella di precompressione di altezza, h _{c,ef} , dove h _{c,ef} è il minore tra 2,5 (h - d), (h - x)/3 o h/2 (vedere figura 7.1);
A _{c,eff} =	1054.33	cm ²	
ξ =	0.23		
ξ ₁ =	0.48		
k _t =	n		carichi breve durata (s o n)
k _t =	0.40		fattore dipendente dalla durata del carico
ε _{sm} - ε _{cm} =	-0.00008		
0,6σ _s /E _s =	0.00028		
	0.00028		max (ε _{sm} - ε _{cm} ; 0,6σ _s /E _s)
s _b =	22.25000		spaziatura barre
5*(c+Φ/2) =	21.50		spaziatura limite
s _{r,max1} =	40.44087	cm	limite superiore per l'ampiezza delle fessure
s _{r,max2} =	41.12	cm	distanza massima tra le fessure
s _{r,max} =	41.11900	cm	
k ₁ =	0.8		coeff. che tiene conto delle proprietà di aderenza dell'armatura
k ₂ =	0.5		coeff. che tiene conto della distribuzione delle deformazioni
k ₃ =	3.4		valore fissato (vd. NOTA par. 7.3.4 - EC2)
k ₄ =	0.425		valore fissato (vd. NOTA par. 7.3.4 - EC2)
Φ =	1.60	cm	
w _k =	0.1148	mm	ampiezza delle fessure

Pareti – Combinazione frequente

Armatura minima orizzontale

Sollecitazione massima pari a 12.2 kNm/m

Calcolo dell'ampiezza delle fessure di una trave inflessa in c.a.

b	=	100	cm	larghezza
h	=	40.00	cm	altezza della sezione
d	=	34.50	cm	altezza utile dalla sezione
c	=	4.7	cm	copriferro
x	=	8.37	cm	distanza dell'asse neutro dal bordo compresso
n_1	=	5		numero barre di armatura lenta tipica
Φ_1	=	16	mm	diametro armatura 1
n_2	=	0		numero barre di armatura lenta integrativa
Φ_2	=		mm	diametro armatura 2
Φ_{staffa}	=	12	mm	diametro staffa eventuale
σ_s	=	38.65	N/mm ²	tensione massima agente nell'acciaio
$A_{p'}$	=	0.00	cm ²	area delle armature di precompressione pre- o post-tese all'interno di Ac,eff
A_s	=	10.05	cm ²	Area totale di acciaio
f_{ck}	=	24.90	N/mm ²	Resistenza caratteristica a compressione (cilindrica)
$f_{ct,eff}$	=	2.56	N/mm ²	Resistenza media a trazione semplice (assiale)
E_s	=	210000	N/mm ²	modulo elastico acciaio
E_c	=	31447	N/mm ²	modulo elastico del calcestruzzo
α_e	=	6.6779		E_s/E_{cm}
$\rho_{p,eff}$	=	0.0095		area efficace di calcestruzzo teso attorno all'armatura ordinaria o a quella di precompressione di altezza, $h_{c,ef}$, dove $h_{c,ef}$ è il minore tra $2,5(h-d)$, $(h-x)/3$ o $h/2$ (vedere figura 7.1);
$A_{c,eff}$	=	1054.33	cm ²	
ξ	=	0.24		
ξ_1	=	0.49		
n	=			carichi breve durata (s o n)
k_t	=	0.40		fattore dipendente dalla durata del carico
$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	=	-0.00036		
$0,6\sigma_s/E_s$	=	0.00011		
	=	0.00036		$\max(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}; 0,6\sigma_s/E_s)$
s_b	=	21.65000		spaziatura barre
$5*(c+\Phi/2)$	=	27.50		spaziatura limite
$S_{r,max1}$	=	44.52087	cm	limite superiore per l'ampiezza delle fessure
$S_{r,max2}$	=	41.12	cm	distanza massima tra le fessure
$S_{r,max}$	=	44.52087	cm	
k_1	=	0.8		coeff. che tiene conto delle proprietà di aderenza dell'armatura
k_2	=	0.5		coeff. che tiene conto della distribuzione delle deformazioni
k_3	=	3.4		valore fissato (vd. NOTA par. 7.3.4 - EC2)
k_4	=	0.425		valore fissato (vd. NOTA par. 7.3.4 - EC2)
Φ	=	1.60	cm	
w_k	=	0.1602	mm	ampiezza delle fessure

Armatura minima verticale

Sollecitazione massima pari a 40.2 kNm/m

Calcolo dell'ampiezza delle fessure di una trave inflessa in c.a.

$b =$	100	cm	larghezza
$h =$	40.00	cm	altezza della sezione
$d =$	32.90	cm	altezza utile dalla sezione
$c =$	6.3	cm	copriferro
$x =$	8.37	cm	distanza dell'asse neutro dal bordo compresso
$n_1 =$	5		numero barre di armatura lenta tipica
$\Phi_1 =$	16	mm	diametro armatura 1
$n_2 =$	0		numero barre di armatura lenta integrativa
$\Phi_2 =$		mm	diametro armatura 2
$\Phi_{staffa} =$	12	mm	diametro staffa eventuale
$\sigma_s =$	145.50	N/mm ²	tensione massima agente nell'acciaio
$A_{p'} =$	0.00	cm ²	area delle armature di precompressione pre- o post-tese all'interno di $A_{c,eff}$
$A_s =$	10.05	cm ²	Area totale di acciaio
$f_{ok} =$	24.90	N/mm ²	Resistenza caratteristica a compressione (cilindrica)
$f_{ct,eff} =$	2.56	N/mm ²	Resistenza media a trazione semplice (assiale)
$E_s =$	210000	N/mm ²	modulo elastico acciaio
$E_c =$	31447	N/mm ²	modulo elastico del calcestruzzo
$\alpha_e =$	6.6779		E_s/E_{cm}
$\rho_{p,eff} =$	0.0095		
$A_{c,eff} =$	1054.33	cm ²	area efficace di calcestruzzo teso attorno all'armatura ordinaria o a quella di precompressione di altezza, $h_{c,ef}$, dove $h_{c,ef}$ è il minore tra $2,5(h-d)$, $(h-x)/3$ o $h/2$ (vedere figura 7.1);
$\xi =$	0.25		
$\xi_1 =$	0.50		
$n =$			carichi breve durata (s o n)
$k_t =$	0.40		fattore dipendente dalla durata del carico
$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} =$	0.00015		
$0,6\sigma_s/E_s =$	0.00042		
$\max(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}; 0,6\sigma_s/E_s) =$	0.00042		
$s_b =$	20.85000		spaziatura barre
$5*(c+\Phi/2) =$	35.50		spaziatura limite
$s_{r,max1} =$	49.96087	cm	
$s_{r,max2} =$	41.12	cm	limite superiore per l'ampiezza delle fessure
$s_{r,max} =$	49.96087	cm	distanza massima tra le fessure
$k_1 =$	0.8		coeff. che tiene conto delle proprietà di aderenza dell'armatura
$k_2 =$	0.5		coeff. che tiene conto della distribuzione delle deformazioni
$k_3 =$	3.4		valore fissato (vd. NOTA par. 7.3.4 - EC2)
$k_4 =$	0.425		valore fissato (vd. NOTA par. 7.3.4 - EC2)
$\Phi =$	1.60	cm	
$w_k =$	0.2077	mm	ampiezza delle fessure

Si può osservare che, già per le combinazioni frequenti, risulta $w_k < 0.3$ mm. Se ne conclude che, essendo le azioni sollecitanti della combinazione quasi permanente inferiori alle analoghe sollecitazioni delle combinazioni frequenti, la verifica a fessurazione per la combinazione quasi permanente risulta automaticamente soddisfatta.