

02	SET 2012	Conferimento materiali di risulta alla cava Truncafilo	PEZZINI	PEZZINI	VERSACE
01	MAR 2011	Adeguamento Normativa	PEZZINI	PEZZINI	VERSACE
00	LUG 2004	Emissione	PEZZINI	PEZZINI	VERSACE
REV. N.	DATA	DESCRIZIONE	ELABORATO	VERIFICATO	APPROVATO
SOSTITUISCE L'ELABORATO N°			SOSTITUITO DALL'ELABORATO N°		
CONSORZIO PER LE AUTOSTRADE SICILIANE					
AUTOSTRADA SIRACUSA – GELA					
2° TRONCO: ROSOLINI – RAGUSA					
LOTTO 9 : "SCICLI"					
PROGETTO ESECUTIVO					
VASCHE PER TRATTAMENTO ACQUE PRIMA PIOGGIA E STOCCAGGIO SVERSAMENTI ACCIDENTALI RELAZIONE DI CALCOLO					
ELABORATO N.	A18-9-is300		PROGETTAZIONE  TECNOITAL IL RESPONSABILE : DOTT. ING. F. BUSOLA		
DATA	LUGLIO 2004				
CODICE CAD-FILE	A18-9-is300.doc				
<small>OPERA PROTETTA AI SENSI DELLA LEGGE 22 APRILE 1941 N. 633 TUTTI I DIRITTI RISERVATI QUALSIASI RIPRODUZIONE ED UTILIZZAZIONE NON AUTORIZZATE SARANNO PERSEGUITE A RIGORE DI LEGGE</small>					

	Rev. 1	Data Marzo 2011	El. A18-9-is300	Pag. n. 1
	Rev. 2	Data Settembre 2012		

AUTOSTRADA SIRACUSA-GELA

2° TRONCO ROSOLINI - RAGUSA

PROGETTO DEFINITIVO

LOTTO 9

VASCHE PER TRATTAMENTO ACQUE DI PRIMA PIOGGIA E STOCCAGGIO SVERSAMENTI ACCIDENTALI

RELAZIONE DI CALCOLO

	Rev. 1	Data Marzo 2011	El. A18-9-is300	Pag. n. 2
	Rev. 2	Data Settembre 2012		

INDICE

1.	GENERALITÀ	3
2.	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	5
3.	MATERIALI	6
	<u>Calcestruzzo</u>	6
	<u>Acciaio d'armatura B450C</u>	6
4.	IPOTESI DI CALCOLO	7
	4.1. Parametri geotecnici dei terreni	7
	4.2. Parametri per la definizione dell'azione sismica	7
5.	MODELLO DI CALCOLO	12
6.	ANALISI E COMBINAZIONE DEI CARICHI	15
	6.1. Carichi permanenti verticali ($g_1 + g_2$)	15
	6.2. Spinta statica del terreno (g_3)	16
	6.3. Carichi mobili e sovraccarichi laterali ($q_1 + q_{lat}$)	17
	6.4. Azione sismica (q_6)	21
	6.5. Incremento dinamico di spinta delle terre (q_6)	22
7.	COMBINAZIONI DI CARICO	24
8.	VERIFICHE	31
	8.1. Verifica SLU di presso-flessione	31
	8.2. Verifica SLU di taglio	32
	8.3. Verifica SLE di apertura delle fessure	34
9.	VASCA TIPO A	37
	9.1. Parametri di sollecitazione	39
	9.2. Involuppo sollecitazioni SLU	40
	9.3. Involuppo sollecitazioni SLE	43
	9.4. Verifiche a presso-flessione	44
	9.5. Verifiche a taglio	46
	9.6. Verifiche di fessurazione	48
10.	VASCA TIPO B	52
	10.1. Parametri di sollecitazione	54
	10.2. Involuppo sollecitazioni SLU	55
	10.3. Involuppo sollecitazioni SLE	58
	10.4. Verifiche a presso-flessione	59
	10.5. Verifiche a taglio	61
	10.6. Verifiche di fessurazione	64

	Rev. 1	Data Marzo 2011	El. A18-9-is300	Pag. n. 3
	Rev. 2	Data Settembre 2012		

1. GENERALITÀ

La presente relazione di calcolo è relativa alle vasche di prima pioggia e stoccaggio sversamenti accidentali previste nel lotto 9 del progetto dell'Autostrada Siracusa-Gela.

In funzione delle diverse altezze interne H , si sono individuate due classi di vasche:

TIPO A : per $H \leq 4,20\text{m}$

TIPO B : per $4,20\text{ m} < H \leq 5,40\text{ m}$

Di seguito si riporta uno schema rappresentativo delle dimensioni trasversali delle diverse opere analizzate.

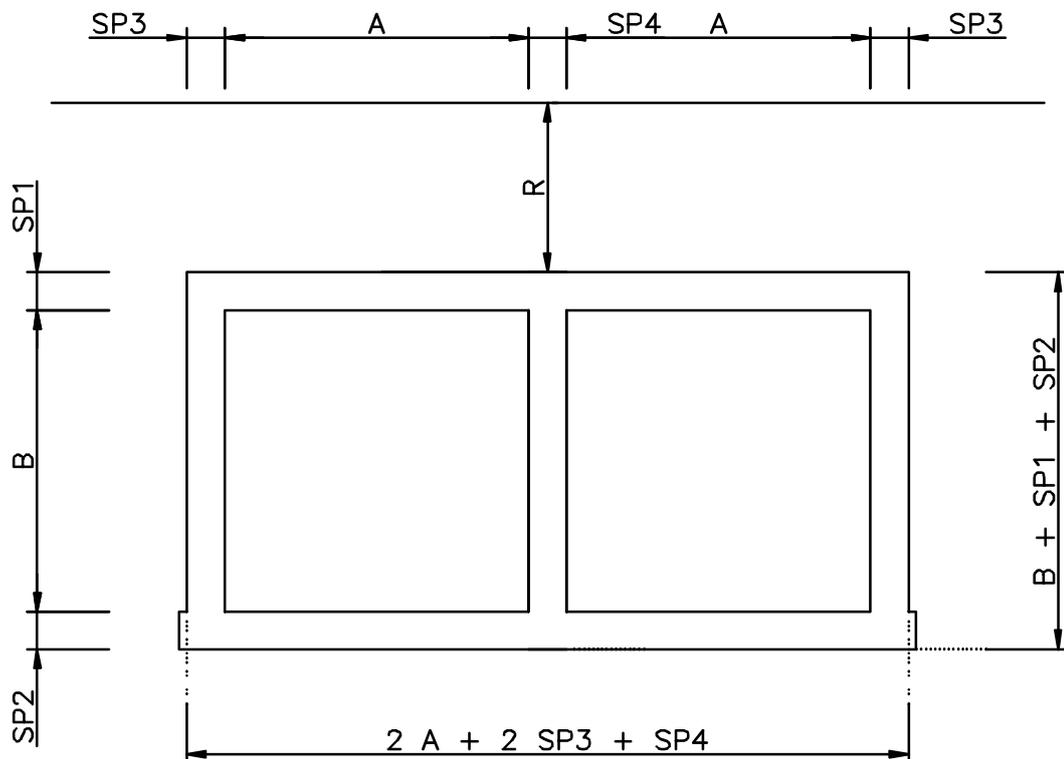


Figura 1 – Schema sezione trasversale

	Rev. 1	Data Marzo 2011	El. A18-9-is300	Pag. n. 4
	Rev. 2	Data Settembre 2012		

VASCHE TIPO A

Vasca N.	Altezza interna [m]	Ric. med. [m]
56	3.20	0.20
59	4.00	0.40
60	4.05	0.50
61	3.75	0.50
64	4.00	0.50
65	3.20	0.40
67	3.20	0.50

Le vasche tipo A vengono analizzate con riferimento ad una vasca di altezza interna 4,20m e ricoprimento medio 0,50m

VASCHE TIPO B

Vasca N.	Altezza interna [m]	Ric. med. [m]
57	4.35	0.50
58	4.60	0.50
62	5.30	0.50
63	5.40	0.25

Le vasche tipo B vengono analizzate considerando una vasca di altezza interna 5,40 m e ricoprimento medio 0,50 m.

Per il calcolo delle strutture si è proceduto ad un'analisi agli elementi finiti con l'ausilio del programma SAP 2000 v. 8.3.0 (luglio 2002).

	Rev. 1	Data Marzo 2011	El. A18-9-is300	Pag. n. 5
	Rev. 2	Data Settembre 2012		

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

I calcoli statici sono stati eseguiti nel rispetto delle vigenti normative con particolare riferimento a:

- DM 14/01/2008: “Norme tecniche per le costruzioni”, abbreviate nel seguito con l’acronimo *NTC*;
- Circ. 02/02/2009, n. 617 C.S.LL.PP.: ”Istruzioni per l’applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni”;
- EC7_UNI EN 1997-1:1997: “Progettazione geotecnica – Parte 1: regole generali”;
- EC8_UNI EN 1998-5:2005: “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti di geotecnica”.

	Rev. 1	Data Marzo 2011	El. A18-9-is300	Pag. n. 6
	Rev. 2	Data Settembre 2012		

3. MATERIALI

Nelle verifiche strutturali si fa riferimento ai seguenti materiali:

Calcestruzzo

- Classe di resistenza C28/35
- Classe di esposizione XC4
- Resistenza caratteristica a compressione $R_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza cilindrica caratteristica a compressione $f_{ck} = 28 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza cilindrica di progetto a compressione $f_{cd} = 15,9 \text{ N/mm}^2$

Acciaio d'armatura B450C

- Tensione caratteristica di snervamento $f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$
- Tensione caratteristica di rottura $f_{tk} = 540 \text{ N/mm}^2$
- Tensione di progetto $f_{yd} = 391 \text{ N/mm}^2$
- Modulo elastico $E = 200.000 \text{ N/mm}^2$

In accordo con le NTC, i coefficienti di sicurezza parziali dei materiali sono posti pari a:

- $\gamma_c = 1,50$ per il calcestruzzo
- $\gamma_s = 1,15$ per l'acciaio

	Rev. 1	Data Marzo 2011	El. A18-9-is300	Pag. n. 7
	Rev. 2	Data Settembre 2012		

4. IPOTESI DI CALCOLO

4.1. Parametri geotecnici dei terreni

Per il terreno di ricoprimento e di rinfiango laterale si sono assunti i seguenti parametri geotecnici:

$$\phi' = 35^\circ$$

$$c' = 0 \text{ N/mm}^2$$

$$\gamma_t = 19 \text{ kN/m}^3$$

Per il calcolo della spinta si è considerato il coefficiente di spinta a riposo.

4.2. Parametri per la definizione dell'azione sismica

4.2.1. Vita nominale, classi d'uso e periodo di riferimento

Come definito al punto 2.4.3 delle Norme Tecniche, le azioni sismiche sulle costruzioni vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U :

$$V_R = V_N \times C_U$$

La vita nominale è assunta pari a $V_N = 100$ anni, mentre il valore del coefficiente d'uso è definito, al variare della classe d'uso, dalla tabella 2.4.II delle Norme Tecniche:

Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso C_U

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

Nel caso in esame, essendo la classe d'uso = IV, tale coefficiente vale $C_U = 2,0$ e quindi:

$$V_R = 200 \text{ anni}$$

 TECNOITAL	Rev. 1	Data Marzo 2011	El. A18-9-is300	Pag. n. 8
	Rev. 2	Data Settembre 2012		

Per gli Stati Limite Ultimi ci si riferisce allo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV); in tale situazione la probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , necessario ad individuare l'azione sismica agente, è pari al 10%.

Il periodo di ritorno dell'azione sismica è dato dall'espressione:

$$T_R = - V_R / \text{Ln}(1 - P_{VR})$$

da cui si ottiene:

$$T_R = 1898 \text{ anni}$$

4.2.2. Parametri di pericolosità sismica

In generale, l'azione sismica è definita sul sito di riferimento rigido orizzontale, in funzione di tre parametri:

- a_g : accelerazione orizzontale massima al sito;
- F_0 : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale.
- T_C^* : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Per le opere in oggetto occorre definire solo i primi due in quanto il terzo parametro (T^*c) non entra nel calcolo con il metodo pseudo-statico.

Tali valori sono calcolati come media pesata dei valori assunti nei quattro vertici della maglia elementare del reticolo di riferimento che contiene il punto caratterizzante la posizione dell'opera, utilizzando come pesi gli inversi delle distanze tra il punto in questione ed i quattro vertici. Per il calcolo dei parametri sismici è stato utilizzato il foglio di calcolo "Spettri di Risposta" ver. 1.0.3 del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

4.2.3. Definizione dell'azione sismica

In accordo con i §§ 7.11.6.1 e 7.11.6.2.1 delle NTC, l'analisi della sicurezza è stata eseguita mediante analisi pseudostatica considerando l'equilibrio limite dell'opera di sostegno e del cuneo di terreno a tergo dell'opera.

Per la valutazione delle sollecitazioni sismiche si considerano:

- Le spinte dei terreni comprensive degli effetti sismici;
- Le forze d'inerzia agenti sulla massa della struttura e del terreno portato.

Inerzia della vasca e del terreno portato

E' rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico.

Il coefficiente sismico orizzontale, in accordo con il § 7.11.6.2.1 delle NTC, è valutato con la seguente formula:

$$k_h = \beta_m \frac{a_{\max}}{g}$$

dove:

- a_{\max} è l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito;
- $g = 9,81 \text{ m/s}^2$ è l'accelerazione di gravità;
- $\beta_m = 1,00$ è un coefficiente moltiplicativo dell'azione sismica che assume i valori riportati nella tabella 7.11.I delle NTC. Nel caso di opere di sostegno che non siano in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno, il coefficiente assume valore unitario.

L'accelerazione orizzontale massima attesa al sito viene valutata con la relazione:

$$a_{\max} = S * a_g = (S_S * S_T) * a_g$$

in cui S è il coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_S) e dell'amplificazione topografica (S_T), di cui al § 3.2.3.2 delle NTC, e a_g è l'accelerazione orizzontale massima su sito di riferimento rigido.

Il coefficiente di amplificazione stratigrafica S_S ed il coefficiente di amplificazione topografica S_T si ottengono con riferimento alla categoria del sottosuolo e alle condizioni topografiche, secondo le tabelle 3.2.V e 3.2.VI delle Norme Tecniche.

Tabella 3.2.V – Espressioni di S_S e di C_C

Categoria sottosuolo	S_S	C_C
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

 TECNOITAL	Rev. 1	Data Marzo 2011	El. A18-9-is300	Pag. n. 10
	Rev. 2	Data Settembre 2012		

Tabella 3.2.VI – Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica S_T

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

Tenuto conto dei siti attraversati dall'infrastruttura è stata individuata, **per alcuni punti ubicati lungo tutto il tracciato**, l'accelerazione sismica massima su suolo rigido a_g (variabile tra **0,245g** e **0,290g**):

Progr.	Long (°)	Lat (°)	a_g/g	F_0	T^*c (s)
Inizio lotto	14,7853	36,7914	0,290	2,464	0,512
km 2.0	14,7650	36,7823	0,276	2,473	0,514
km 4.0	14,7452	36,7728	0,264	2,478	0,517
km 6.0	14,7230	36,7709	0,258	2,477	0,520
km 8.0	14,7017	36,7760	0,257	2,474	0,523
km 10.0	14,6791	36,7760	0,252	2,471	0,528
Fine lotto	14,6699	36,7800	0,253	2,469	0,528
Innesto con SP 39	14,6748	36,7677	0,245	2,473	0,531

quindi, sulla base della categoria di suolo, attribuita a ciascun sito in funzione della stratigrafia del terreno, è stata valutata l'accelerazione massima $a_{max} = S * a_g$ attesa al sito, in funzione dei relativi coefficienti di amplificazione stratigrafica e topografica.

Considerando le categorie di suolo tipiche della tratta in esame (**A, B e C**) e la categoria topografica = **T1 (Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$)** si è ottenuto un valore di a_{max} variabile tipicamente tra **0,245g e 0,342g** (il massimo, in particolare, è stato ottenuto a partire dai parametri sismici rilevati $a_g = 0.26g$, $F_0 = 2.47$, $S=1,31$).

Ai fini del dimensionamento delle opere è stata pertanto assunta, come accelerazione orizzontale massima attesa al sito, il valore $a_{max} = 0,35$ g, che si ritiene sufficientemente rappresentativo della casistica presente.

Il coefficiente sismico orizzontale assume di conseguenza i valori:

	Rev. 1	Data Marzo 2011	El. A18-9-is300	Pag. n. 11
	Rev. 2	Data Settembre 2012		

$$kh = \beta_m \frac{a_{\max}}{g} = 0,35$$

Le forze d'inerzia orizzontali agenti per effetto del sisma sono quindi valutate come:

$$F_o = kh \times W$$

dove W è il peso della struttura e dei relativi sovraccarichi permanenti. Il punto di applicazione di dette forze d'inerzia è il baricentro delle masse attivate dall'azione sismica.

I valori dei parametri sismici assunti nei calcoli sono riassunti nella tabella seguente:

parametro	formula o riferimento	valore
β_m	rif. Tabella 7.11.I delle NTC	1,00
a_{\max}	$S_S * S_T * a_g$	0,35 g
kh	$\beta_m \times \frac{a_{\max}}{g}$	0,35

	Rev. 1	Data Marzo 2011	El. A18-9-is300	Pag. n. 12
	Rev. 2	Data Settembre 2012		

5. MODELLO DI CALCOLO

Ciascuna vasca tipo, è stata schematizzata come sezione scatolare a nodi fissi mediante elementi "frame" di larghezza unitaria.

Per i piedritti e per ciascun campo della soletta superiore si sono utilizzati 3 elementi, mentre la soletta inferiore è stata schematizzata da 14+14 elementi.

La numerazione dei nodi e degli elementi frame è riportata rispettivamente in Figura 2 e Figura 3.

Il terreno di fondazione è stato simulato secondo il modello di Winkler, mediante molle concentrate nei nodi della soletta inferiore, assumendo per la costante di sottofondo il valore:

$K_w = 50000 \text{ kN/m}^3$ per le vasche realizzate su rilevato

$K_w = 200000 \text{ kN/m}^3$ per le vasche realizzate su roccia

SAP2000

4/7/11 9.07.38

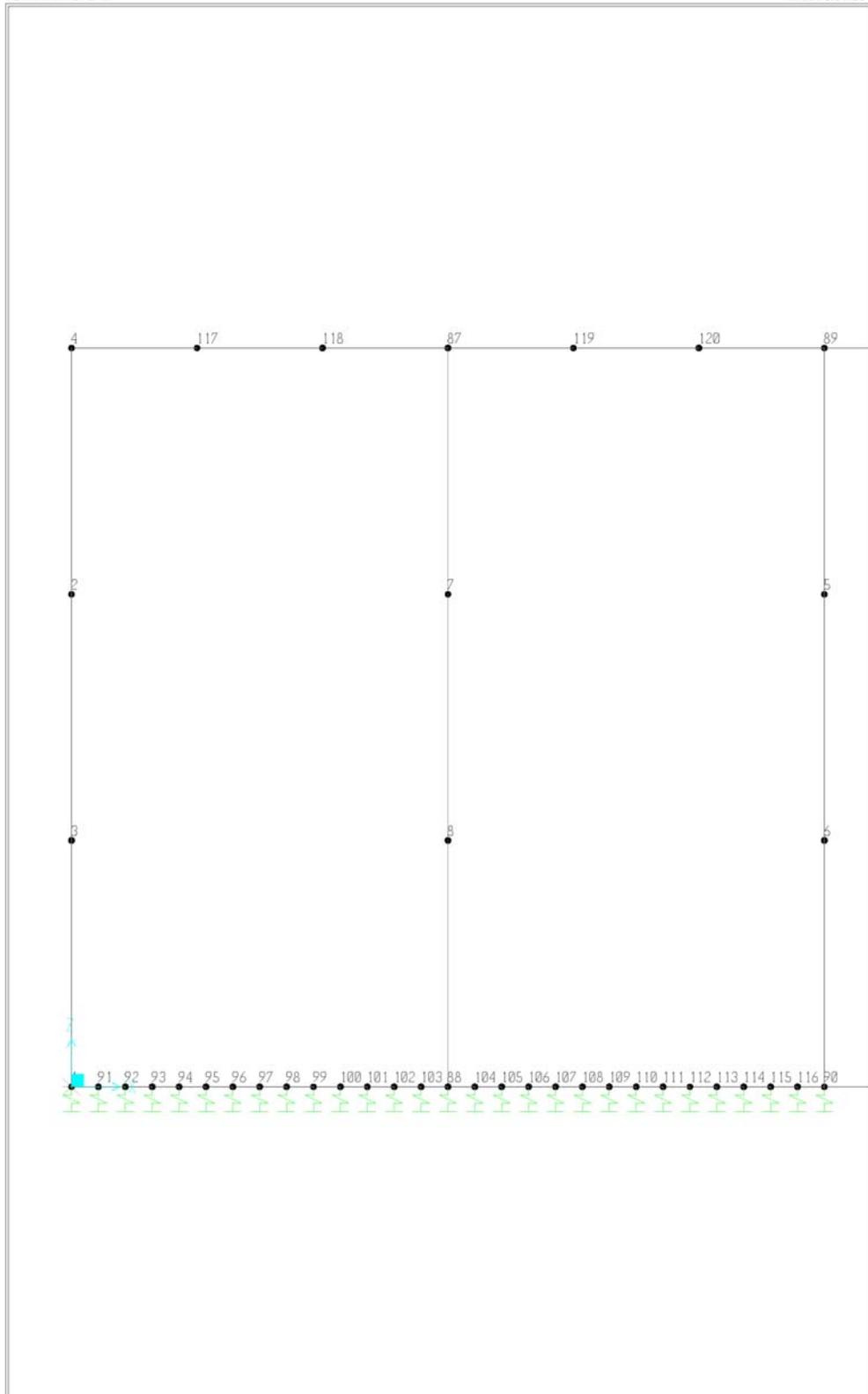
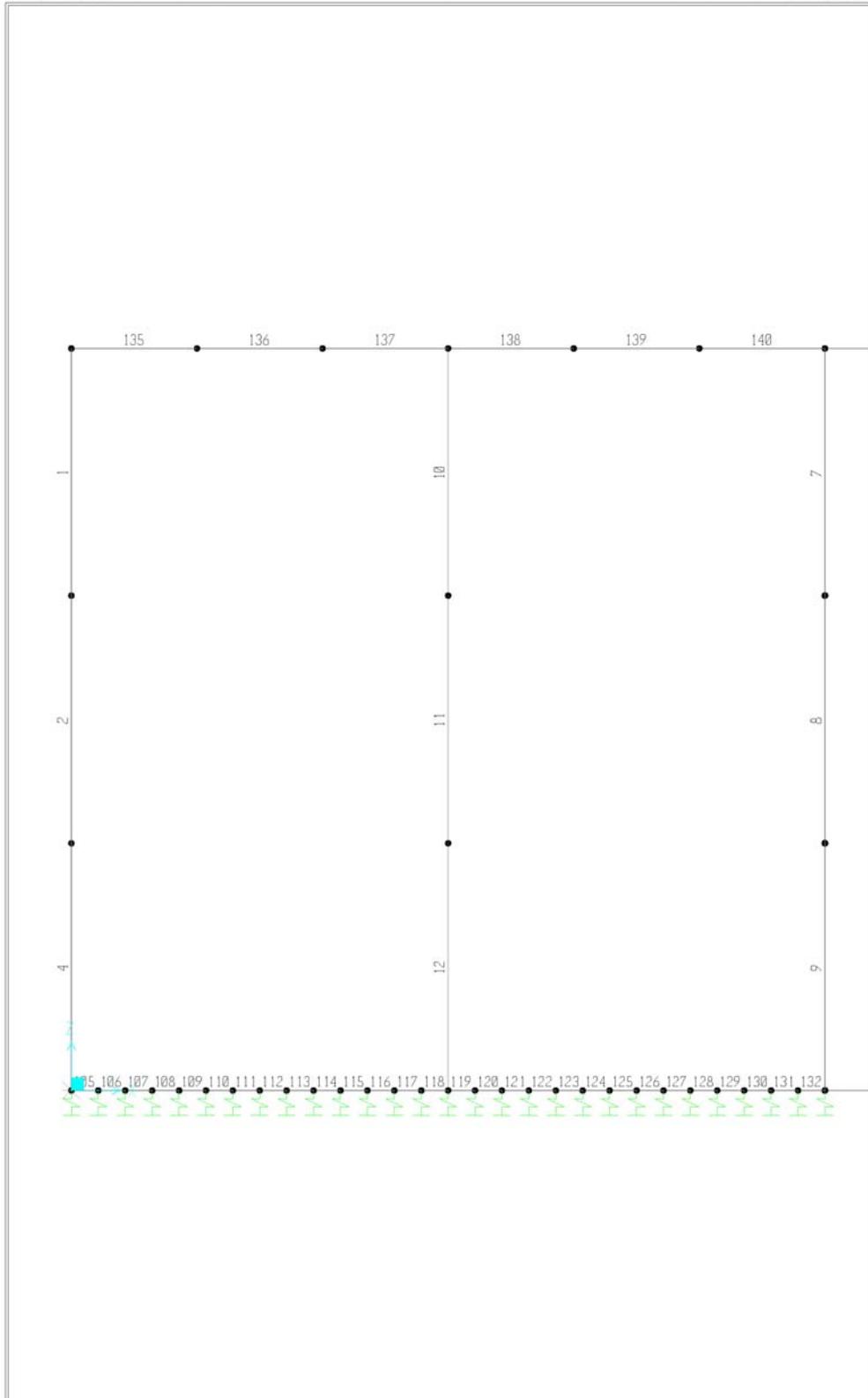


Figura 2 - Numerazione completa dei nodi

SAP2000

4/7/11 9.08.36



SAP2000 v14.0.0 - File VASCA 2D - 3-D View - KN, m, C Units

Figura 3 - Numerazione completa degli elementi "Frame"

	Rev. 1	Data Marzo 2011	El. A18-9-is300	Pag. n. 15
	Rev. 2	Data Settembre 2012		

6. ANALISI E COMBINAZIONE DEI CARICHI

6.1. Carichi permanenti verticali (g1 + g2)

Si assume per il calcestruzzo un peso specifico $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$.

Per la pavimentazione e il terreno di ricoprimento si considera invece un peso specifico pari rispettivamente a $\gamma_p = 22 \text{ kN/m}^3$ e $\gamma_t = 19 \text{ kN/m}^3$.

6.1.1. Peso proprio della vasca (g1)

Sulle solette e piedritti agisce, per effetto del peso proprio, una forza uniformemente distribuita pari a:

$$g_1 = \gamma_c \times S_{Pi} \quad [\text{kN/m}] \quad \text{per } i = 1 \div 3$$

Tale forza viene computata automaticamente dal modello.

6.1.2. Peso proprio del ricoprimento (g2)

Il ricoprimento (R) della vasca comprende lo spessore della pavimentazione stradale (pav) e lo spessore del terreno di rilevato (ter):

$$R = \text{ter} + \text{pav} \quad [\text{m}]$$

Il peso proprio del ricoprimento viene applicato come carico uniformemente distribuito sulla soletta superiore:

$$g_2 = \gamma_p \times \text{pav} + \gamma_t \times \text{ter} \quad [\text{kN/m}]$$

	Rev. 1	Data Marzo 2011	El. A18-9-is300	Pag. n. 16
	Rev. 2	Data Settembre 2012		

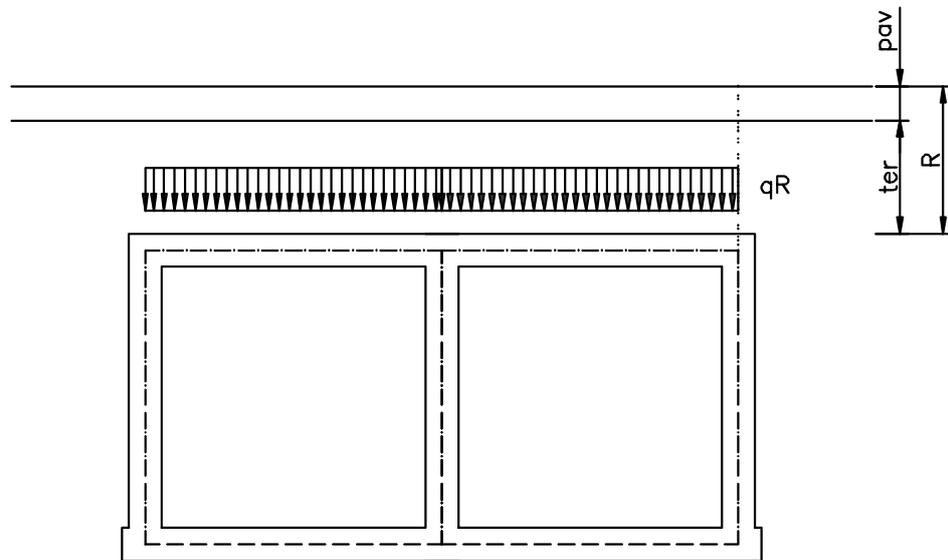


Figura 4 - Peso proprio del ricoprimento “g2”

6.2. Spinta statica del terreno (g3)

Si considera sui piedritti la spinta a riposo del terreno. Il coefficiente di spinta applicato vale:

$$K_o = 1 - \text{sen } \phi'$$

La pressione del terreno agente alle profondità degli assi baricentrici delle solette vale:

$$g_{3,a} = K_o \times [\gamma_t \times (R - \text{pav}) + \text{SP1} / 2] + \gamma_p \times \text{pav}] \quad [\text{kN/m}]$$

$$g_{3,b} = g_{3,a} + K_o \times \gamma_t \times [B + \frac{1}{2} (\text{SP1} + \text{SP2})] \quad [\text{kN/m}]$$

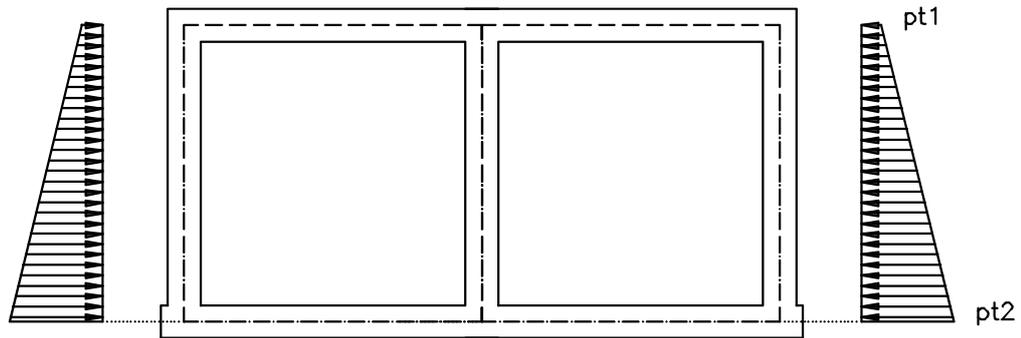


Figura 5 - Spinta laterale del terreno (g3)

6.3. Carichi mobili e sovraccarichi laterali (q1 + qlat)

Lateralmente alla vasca si considera un sovraccarico d'esercizio pari a

$$qlat = 20 \text{ kN/m}^2$$

il cui effetto sulla vasca è una pressione uniforme su ciascun piedritto pari a:

$$plat = Ko \times qlat$$

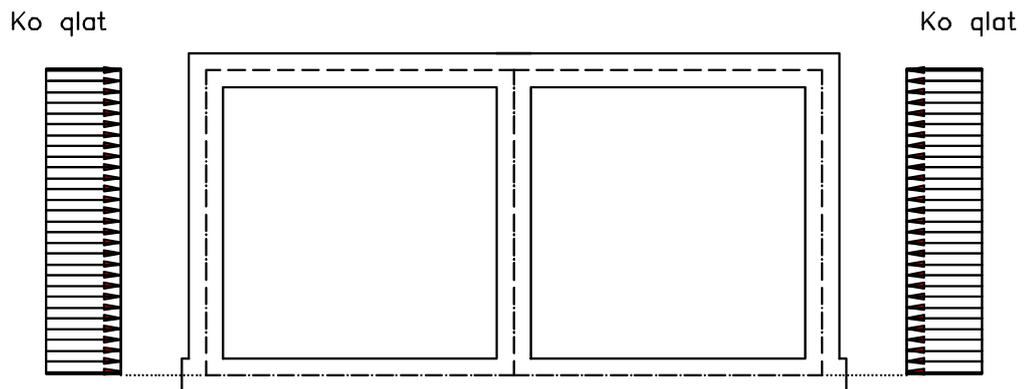


Figura 6 – Spinta per sovraccarico laterale (qlat)

In campata, invece, si considerano 1 o 2 colonne dello schema di carico mobile 1 ripartito per diffusione dalla superficie stradale all'asse della soletta superiore.

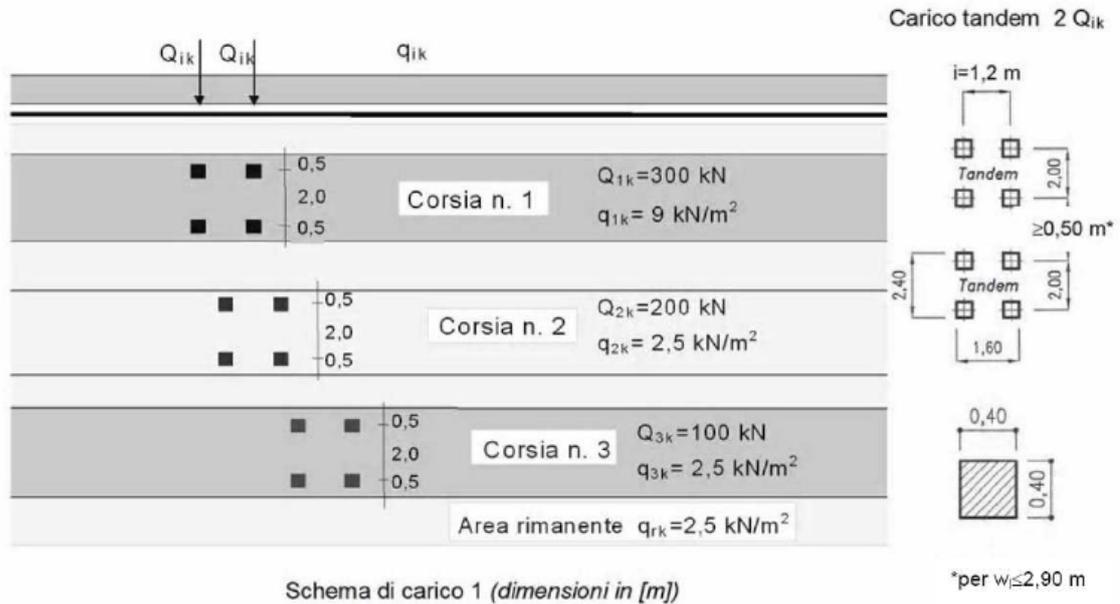


Figura 7 - Carichi mobili da traffico (Schema di carico 1)

Si ipotizza una diffusione di 1:2 all'interno del ricoprimento e di 1:1 nella soletta di calcestruzzo.

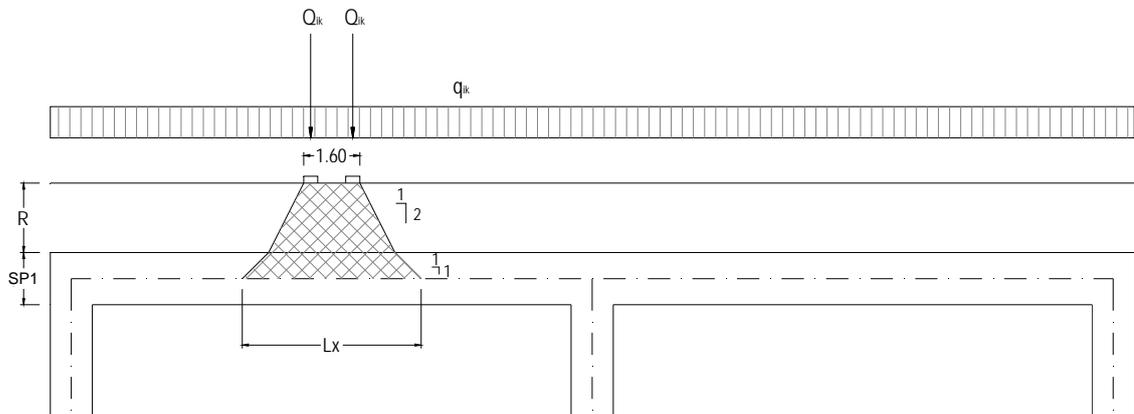


Figura 8 - Geometria e diffusione dei carichi mobili

La larghezza dell'impronta di carico nella direzione trasversale della vasca vale (vedi Figura 8):

$$L_x = 1,60 + R + SP1 \quad [m]$$

	Rev. 1	Data Marzo 2011	El. A18-9-is300	Pag. n. 19
	Rev. 2	Data Settembre 2012		

Nell'altra direzione, parallela all'asse della vasca:

Per una colonna di carico (rif. Figura 9):

$$Ly1 = 2,40 + R + SP1 \quad [m]$$

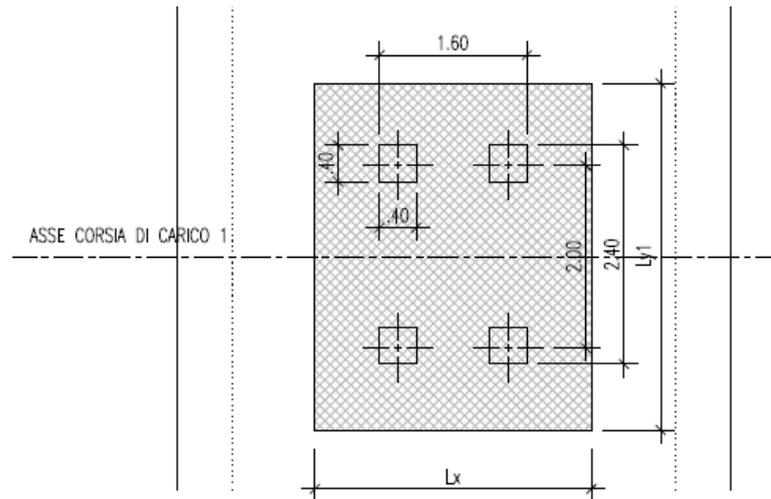


Figura 9 - Impronta di carico corrispondente ad un carico tandem

Per due colonne di carico (rif. Figura 10)

$$Ly2a = 5,40 + R + SP1 \quad [m]$$

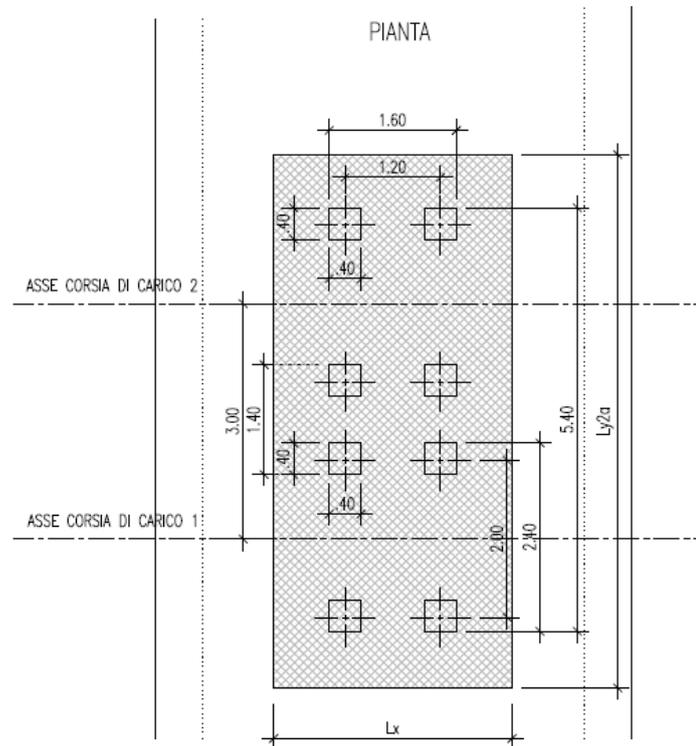


Figura 10 - Impronta di carico corrispondente a due carichi tandem

Nel caso la larghezza di sovrapposizione delle superfici di diffusione sia superiore a 1 m, si considera la somma delle pressioni generate dalle due colonne prese singolarmente.

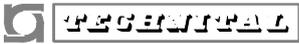
Il carico ripartito agente sulla soletta sarà il massimo fra i seguenti valori:

$q_I = 600 / (Lx \times Ly1)$	considerando 1 corsia di carico
$q_{IIa} = (600+400) / (Lx \times Ly2)$	considerando 2 corsie di carico
$q_{IIb} = (600+400) / (Lx \times Ly1)$	nel caso si consideri la sovrapposizione

$$q = \max (q_I; q_{IIa}; q_{IIb})$$

Oltre al carico tandem ripartito si applica il carico uniformemente ripartito su tutta la soletta e pari a $q_{1k} = 9\text{kN/m}^2$. Entrambe le azioni sono compressive del coefficiente dinamico.

Se il carico ripartito totale, dato dalla somma di $q + q_{1k}$ risulti inferiore al carico convenzionale applicato a lato della vasca (q_{lat}), si applicherà quest'ultimo anche sulla so-

	Rev. 1	Data Marzo 2011	El. A18-9-is300	Pag. n. 21
	Rev. 2	Data Settembre 2012		

letta della vasca. Questo caso può verificarsi generalmente per spessori di ricoprimento elevati che garantiscono un'elevata superficie di diffusione del carico tandem.

Il carico da traffico distribuito come descritto precedentemente viene applicato come carico mobile dal programma FEM in modo da massimizzare tutte le sollecitazioni per ogni sezione di verifica.

6.4. Azione sismica (q6)

Si adotta il criterio dell'analisi pseudo-statica con riferimento ai coefficienti definiti al paragrafo 4.2, ipotizzando che le masse interessate dall'azione sismica siano quelle del peso proprio della struttura e dei sovraccarichi permanenti.

6.4.1. Azione sismica orizzontale sulle vasche "PPSISM"

Il peso della soletta superiore totale e uniformemente distribuito vale rispettivamente:

$$W_s = \gamma_c \times SP2 \times (2 \times A + 2 \times SP3 + SP4)$$

$$w_s = W_s / (2 \times A + SP3 + SP4)$$

Le forze sismiche orizzontali uniformemente distribuite sulla soletta valgono:

$$f_{hs} = K_h \times w_s$$

Analogamente per i piedritti, essendo:

$$W_p = \gamma_c \times SP3 \times B$$

$$w_p = W_p / (B + SP1 / 2 + SP2 / 2)$$

Le forze sismiche orizzontali uniformemente distribuite sui piedritti valgono:

$$f_{hp} = K_h \times w_p$$

6.4.2. Azione sismica sul ricoprimento (RSISM)

L'azione sismica sul ricoprimento verrà calcolata considerando l'intera altezza del ricoprimento $R^* = R$.

 TECNOITAL	Rev. 1	Data Marzo 2011	El. A18-9-is300	Pag. n. 22
	Rev. 2	Data Settembre 2012		

Il peso, totale e uniformemente distribuito, del ricoprimento $R^* = R$ sulla soletta superiore vale rispettivamente:

$$WR^* = g_2 \times (2 \times A + 2 \times SP3 + SP4)$$

$$wR^* = WR^* / (2 \times A + SP3 + SP4)$$

con $g_2 = \gamma_p \times p_{av} + \gamma_t \times t_{er} \quad [\text{kN/m}]$

La forza sismica orizzontale uniformemente distribuita sulla soletta risulta:

$$f_{hR}^* = K_h \times wR^*$$

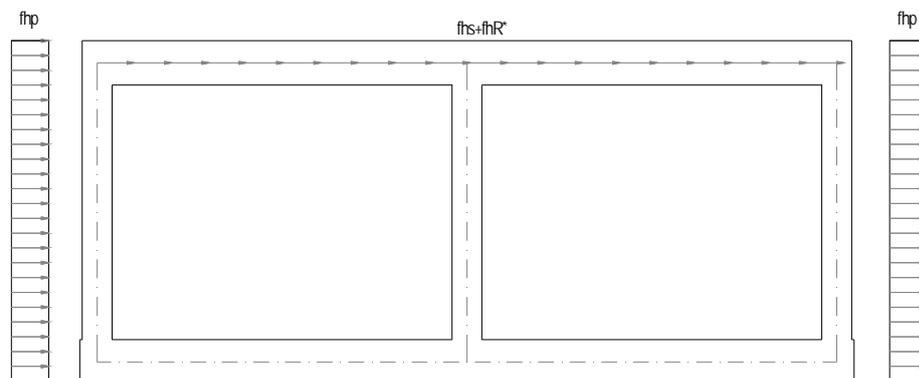


Figura 11 - Azione sismica “PPSISM” + “RSISM”

6.5. Incremento dinamico di spinta delle terre (q6)

L'incremento dinamico di spinta del terreno per strutture rigide con pareti verticali, può essere calcolato con la formula di Wood:

$$\Delta Pd = a_{max} \times \gamma_t \times (B + SP2 + SP3)^2$$

Tale azione si considera agente indipendentemente dall'altezza del ricoprimento (R) e risulta distribuita uniformemente sul piedritto, in modo che la risultante sia applicata a metà altezza del piedritto come illustrato nella Figura 12.

I valori di tale pressione al nodo superiore ed inferiore di ciascun piedritto sono:

	Rev. 1	Data Marzo 2011	El. A18-9-is300	Pag. n. 23
	Rev. 2	Data Settembre 2012		

$$pts1 = pts2 = \Delta Pd / [B + \frac{1}{2} (SP2 + SP3)]$$

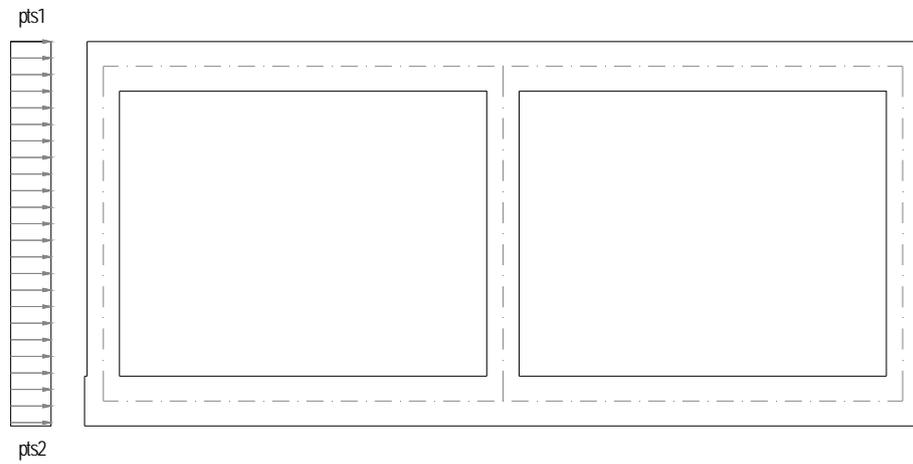


Figura 12 - Incremento di spinta sismica del terreno “TESISM”

7. COMBINAZIONI DI CARICO

Le azioni caratteristiche determinate precedentemente vengono combinate nel modello al fine di ottenere le sollecitazioni di progetto, per effettuare le verifiche di resistenza agli stati limite ultimi (SLU) e di esercizio (SLE).

Per chiarezza si riportano le denominazioni sintetiche utilizzate per le varie azioni caratteristiche e una tabella riassuntiva dei coefficienti di sicurezza utilizzati per i diversi gruppi di combinazioni considerate.

g1	Peso proprio della vasca
g2	Peso proprio del ricoprimento
g3	Spinta statica del terreno
q1m	Carico mobile Q _{ik} in mezzeria soletta
q1v	Carico mobile Q _{ik} a filo piedritto sinistro
q1k	Carico mobile uniform. distribuito su tutta la soletta
QLAT1	Spinta per sovraccarico laterale su piedritto sinistro
QLAT2	Spinta per sovraccarico laterale su piedritto destro
PPSISM	Azione sismica orizzontale sulla vasca
RSISM	Azione sismica orizzontale sul ricoprimento
TESISM	Incremento dinamico di spinta del terreno

Azioni	P.P.	P.Ric.	Spinta Terreno	Traffico	Sovracc. laterale	Sisma	Verifiche
Comb.	g1	g2	g3	q1	qlat	q6	
UI-1	1.35	1.35	1.35	0.00	0.00	0.00	SLU
UI-2	1.00	1.00	1.35	0.00	0.00	0.00	
UI-3	1.35	1.35	1.00	0.00	0.00	0.00	
UII-1	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	0.00	
UII-2	1.00	1.00	1.35	0.00	1.35	0.00	
UII-3	1.35	1.35	1.00	1.35	0.00	0.00	
UV	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	1.00	
QP	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	SLE
FR	1.00	1.00	1.00	0.75	0.75	0.00	

Di seguito si riportano in dettaglio le combinazioni considerate:

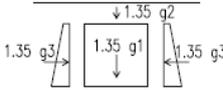
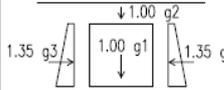
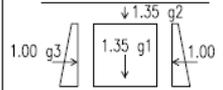
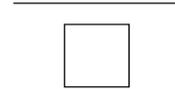
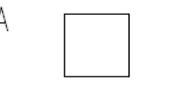
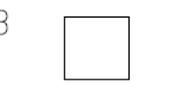
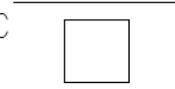
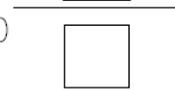
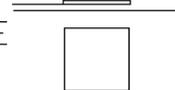
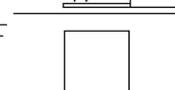
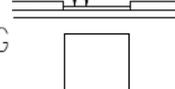
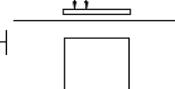
Combinazioni per le verifiche SLU:

Combinazione	Azione	Coefficiente di combinazione
UI_1	g1	1.35
	g2	1.35
	g3	1.35
UI_2	g1	1
	g2	1
	g3	1.35
UI_3	g1	1.35
	g2	1.35
	g3	1
UII_1_A	UI_1	1
	QLAT1	1.35
UII_1_B	UI_1	1
	QLAT1	1.35
	QLAT2	1.35
UII_1_C	UI_1	1
	QLAT1	1.35
	QLAT2	1.35
	q1k	1.35
	q1m	1.35
UII_1_D	UI_1	1
	q1k	1.35
	q1m	1.35
UII_1_E	UI_1	1
	QLAT1	1.35
	q1k	1.35
UII_1_F	q1v	1.35
	UI_1	1
	QLAT2	1.35
UII_1_G	q1k	1.35
	q1v	1.35
	UI_1	1
UII_2_A	QLAT1	1.35
	UI_2	1
UII_2_B	QLAT1	1.35
	QLAT2	1.35
UII_2_F	UI_2	1
	QLAT2	1.35

	Rev. 1	Data Marzo 2011	El. A18-9-is300	Pag. n. 26
	Rev. 2	Data Settembre 2012		

Combinazione	Azione	Coefficiente di combinazione
UII_3_D	UI_3	1
	q1k	1.35
	q1m	1.35
UII_3_H	UI_3	1
	q1k	1.35
	q1v	1.35
UV_1	g1	1
	g2	1
	g3	1
	PPSISM	1
	RSISM	1
	TESISM	1

Nella tabella di pagina seguente sono illustrate le combinazioni SLU dovute ai carichi da traffico.

COMBINAZIONI SLU			
Coefficients permanenti Disposizione carichi mobili	Gruppo UI_1	Gruppo UI_2	Gruppo UI_3
			
			
1.35 QLAT1 A 	UII_1_A	UII_2_A	
1.35 QLAT1 1.35 QLAT2 B 	UII_1_B	UII_2_B	
1.35 q1m+q1k 1.35 QLAT1 1.35 QLAT2 C 	UII_1_C		
1.35 q1m+q1k D 	UII_1_D		UII_3_D
1.35 QLAT1 1.35 q1v+q1k E 	UII_1_E		
1.35 q1v+q1k 1.35 QLAT2 F 	UII_1_F	UII_2_F	
1.35 q1v+q1k 1.35 QLAT1 1.35 QLAT2 G 	UII_1_G		
1.35 q1v+q1k H 			UII_3_H

Combinazioni per le verifiche SLE (Fessurazione):

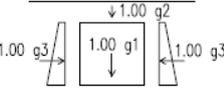
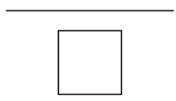
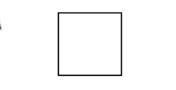
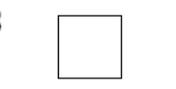
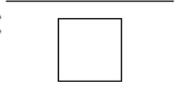
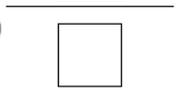
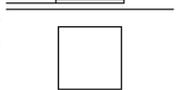
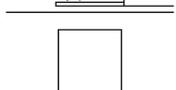
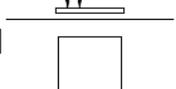
Le combinazioni utilizzate per le verifiche di fessurazione sono la combinazione Quasi Permanente (QP) e Frequente (FR).

Combinazione	Azione	Coefficiente di combinazione
QP	g1	1
	g2	1
	g3	1
FR_A	g1	1
	g2	1
	g3	1
	QLAT1	0.75
FR_B	g1	1
	g2	1
	g3	1
	QLAT1	0.75
	QLAT2	0.75
FR_C	g1	1
	g2	1
	g3	1
	QLAT1	0.75
	QLAT2	0.75
	q1k	0.75
FR_D	q1m	0.75
	g1	1
FR_E	g2	1
	g3	1
	QLAT1	0.75
FR_F	q1k	0.75
	q1v	0.75
	g1	1
	g2	1
	g3	1
FR_G	QLAT2	0.75
	q1k	0.75
	q1v	0.75
	g1	1
	g2	1
	g3	1

	Rev. 1	Data Marzo 2011	El. A18-9-is300	Pag. n. 29
	Rev. 2	Data Settembre 2012		

Combinazione	Azione	Coefficiente di combinazione
	QLAT1	0.75
	QLAT2	0.75
	q1k	0.75
	q1v	0.75
FR_H	g1	1
	g2	1
	g3	1
	q1k	0.75
	q1v	0.75

Nella tabella di pagina seguente sono illustrate le combinazioni considerate per le verifiche SLE.

COMBINAZIONI SLE		
Coefficients permanent actions Disposition mobile loads	Quasi Permanente	Frequente
		
	QP	
1.35 QLAT1 A 		FR_A
1.35 QLAT1 1.35 QLAT2 B 		FR_B
1.35 q1m+q1k 1.35 QLAT1 1.35 QLAT2 C 		FR_C
1.35 q1m+q1k D 		FR_D
1.35 QLAT1 1.35 q1v+q1k E 		FR_E
1.35 q1v+q1k 1.35 QLAT2 F 		FR_F
1.35 q1v+q1k 1.35 QLAT1 1.35 QLAT2 G 		FR_G
1.35 q1v+q1k H 		FR_H

	Rev. 1	Data Marzo 2011	El. A18-9-is300	Pag. n. 31
	Rev. 2	Data Settembre 2012		

8. VERIFICHE

Per ogni tipologia di vasca si riporterà il grafico dell'involuppo dei momenti flettenti, dello sforzo normale e del taglio. Tali sollecitazioni calcolate dal modello ad elementi finiti saranno verificate a presso-flessione nelle sezioni critiche mostrate in Figura 13, per le combinazioni SLU più gravose.

La verifica a taglio sarà eseguita per le sezioni 1, 3, 4, 6, 7, 9, 10 e 11.

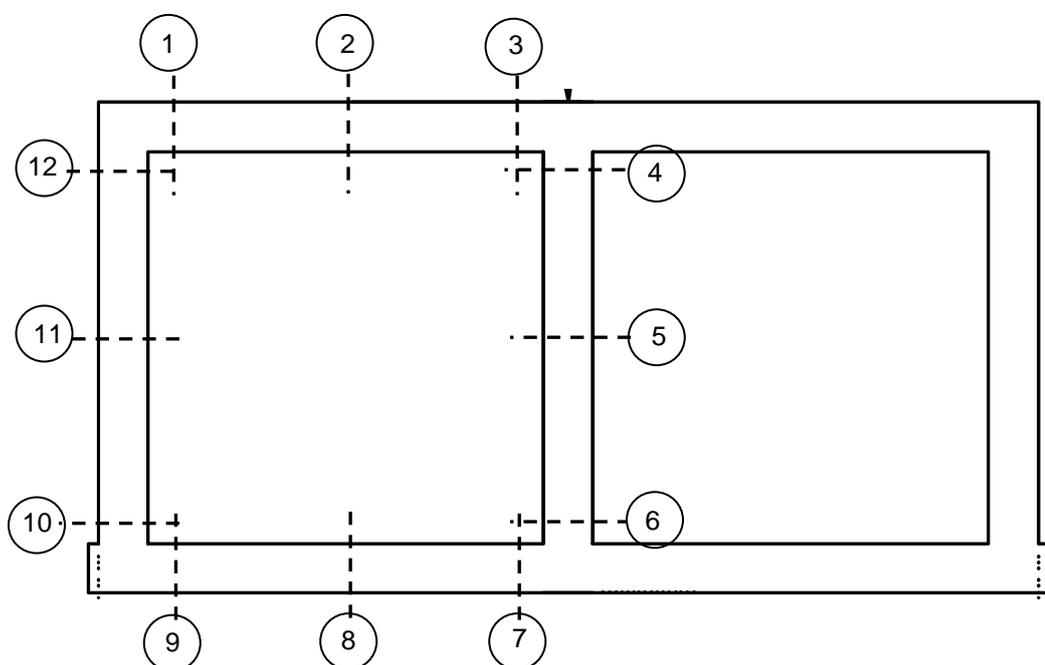


Figura 13 – Sezioni di verifica

8.1. Verifica SLU di presso-flessione

Con riferimento alla sezione presso-inflessa, rappresentata in Figura 14 assieme ai diagrammi di deformazione e di sforzo così come dedotti dai modelli $\sigma - \varepsilon$, la verifica di resistenza (SLU) si esegue controllando che:

$$M_{Rd} = M_{Rd}(N_{Ed}) \geq M_{Ed}$$

dove:

- M_{Rd} è il valore di calcolo del momento resistente corrispondente a N_{Ed} ;
- N_{Ed} è il valore di calcolo della componente assiale (sforzo normale) dell'azione;

– M_{Ed} è il valore di calcolo della componente flettente dell'azione.

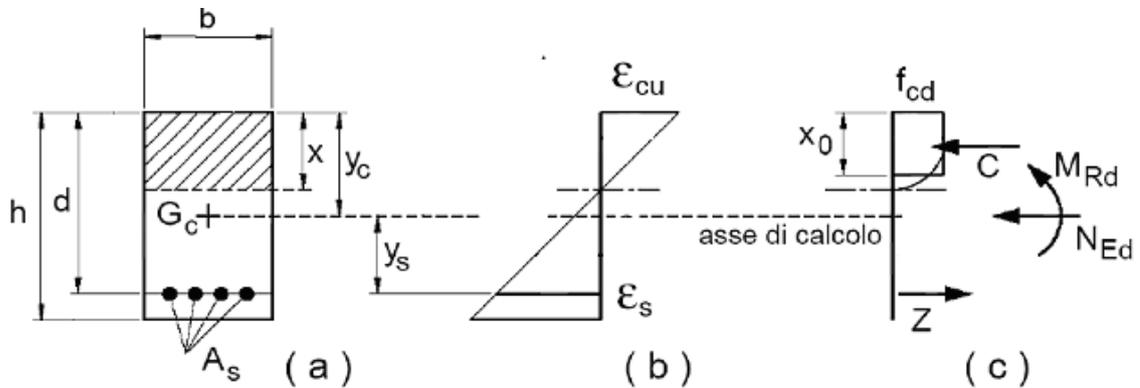
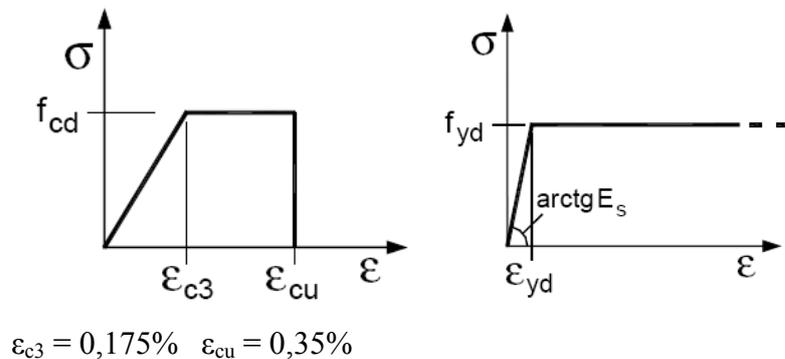


Figura 14 - Sezione pressoinflessa



Le verifiche sono eseguite facendo riferimento ad una sezione di larghezza unitaria e trascurando il contributo dell'armatura compressa.

8.2. Verifica SLU di taglio

Le verifiche a taglio sono eseguite ad una distanza pari all'altezza utile d dal filo appoggio.

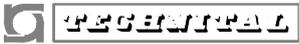
La resistenza V_{Rd} di elementi in c.a. sprovvisti di specifiche armature trasversali resistenti a taglio si pone con:

$$V_{Rd} \geq V_{Ed}$$

Dove V_{Ed} è il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente.

Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza al taglio si valuta con:

$$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

	Rev. 1	Data Marzo 2011	El. A18-9-is300	Pag. n. 33
	Rev. 2	Data Settembre 2012		

Con:

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$$

$$v_{\min} = 0.035k^{3/2}f_{ck}^{1/2}$$

e dove

d è l'altezza utile della sezione (in mm)

$\rho_1 = A_{sl} / (b_w \times d)$ è il rapporto geometrico di armatura longitudinale (≤ 0.02)

$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$ è la tensione media di compressione della sezione ($\leq 0.2 f_{cd}$)

b_w è la larghezza minima della sezione (in mm)

Le armature longitudinali, oltre ad assorbire gli sforzi conseguenti alle sollecitazioni di flessione, devono assorbire quelli provocati dal taglio dovuti all'inclinazione delle fessure rispetto all'asse della trave, inclinazione assunta pari a 45° . In particolare, in corrispondenza degli appoggi, le armature longitudinali devono assorbire uno sforzo pari al taglio sull'appoggio.

8.3. Verifica SLE di apertura delle fessure

Con riferimento al D.M.14-01-2008, punto 4.1.2.2.4.6, la verifica allo stato limite di apertura delle fessure consiste nel controllare che il valore di calcolo di apertura delle fessure (w_d) non deve superare i valori nominali $w_1=0,2\text{mm}$, $w_2=0,3\text{mm}$, $w_3=0,4\text{mm}$ con i criteri stabiliti dalla tabella 4.1.IV delle NTC, qui di seguito riportata.

Tabella 4.1.IV – Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_d	Stato limite	w_d
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

I valori limite di apertura delle fessure dipendono dalle condizioni ambientali in cui si trova l'opera e sono suddivise in ordinarie, aggressive e molto aggressive in relazione a quanto indicato nella tabella 4.1.III delle NTC e con riferimento alle classi di esposizione definite nelle Linee Guida per il calcestruzzo strutturale emesse dal Servizio Tecnico Centrale del C.S.LL.PP..

Tabella 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali

CONDIZIONI AMBIENTALI	CLASSE DI ESPOSIZIONE
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Quindi per lo stato limite di apertura delle fessure si prende in considerazione la combinazione quasi permanente e frequente ed i limiti di apertura delle fessure richiesti per armatura poco sensibile e condizioni ambientali aggressive. Riassumendo la verifica sarà soddisfatta se:

- $w_d \leq w_1 = 0,2 \text{ mm}$ in combinazione quasi permanente;
- $w_d \leq w_2 = 0,3 \text{ mm}$ in combinazione frequente;

	Rev. 1	Data Marzo 2011	El. A18-9-is300	Pag. n. 35
	Rev. 2	Data Settembre 2012		

Il valore di calcolo dell'apertura delle fessure, w_d , può essere ottenuto con l'espressione:

$$w_d = 1.7 \times w_m = 1.7 \varepsilon_m \times s_{rm}$$

dove:

- ε_m = deformazione unitaria media delle barre d'armatura
- s_{rm} = distanza media tra le fessure.

Come specificato dalla Circolare 2-febbraio-2009 n.617 del C.S.LL.PP. la deformazione media delle barre e la distanza media delle fessure possono essere valutate utilizzando la procedura del D.M. 9-1-1996. Utilizzando tale procedura si calcola la distanza media fra le fessure è calcolata con la seguente relazione:

$$s_{rm} = 2 \left(c + \frac{s}{10} \right) + k_2 k_3 \frac{\phi_s}{\rho_r}$$

dove:

- c = ricoprimento dell'armatura
- s = passo delle barre tese
- $k_2 = 0.4$ per barre ad aderenza migliorata, $k_2 = 0.8$ per barre lisce
- $k_3 = 0.125$ per diagramma triangolare (presso-flessione o flessione)
- $k_3 = 0.250$ per diagramma rettangolare di trazione (trazione pura)
- $k_3 = 0.25(s_1+s_2)/2s_1$ (trazione eccentrica)
- ϕ_s = diametro delle barre tese
- $\rho_r = A_s / A_{c,eff}$
- $A_{c,eff} = b_{eff} \times d_{eff}$

La deformazione unitaria media dell'apertura vale:

$$\varepsilon_m = \frac{\sigma_s}{E_s} \left[1 - \beta_1 \beta_2 \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \right] ; \left(\geq 0,4 \frac{\sigma_s}{E_s} \right)$$

nella quale:

$$E_s = 210\,000 \text{ N/mm}^2$$

$\beta_1 = 1$ per barre ad aderenza migliorata; $\beta_1 = 0,5$ per barre lisce

	Rev. 1	Data Marzo 2011	El. A18-9-is300	Pag. n. 36
	Rev. 2	Data Settembre 2012		

$\beta_2=1$ per azioni di breve durata;

$\beta_2=0,5$ per azioni ripetute o di lunga durata

σ_s è la tensione dell'acciaio in stato fessurato conseguente all'applicazione dei parametri di sollecitazione.

σ_{sr} è la tensione dell'acciaio in stato fessurato sotto la sollecitazione M_{fess}

M_{fess} è determinato come:

$$M_{fess} = (f_{ctm} - J_{id}/(bh)) \times J_{id}/y'_c$$

$$y'_c = h - S_{id} / A_{id}$$

con A_{id} , S_{id} , J_{id} ottenuti con coefficiente di omogeneizzazione acciaio calcestruzzo pari a 15.

Il valore medio di apertura delle fessure risulta :

$$w_m = s_{rm} \times \epsilon_{sm}$$

dal quale si ricava il valore di calcolo:

$$w_d = 1,7 w_m$$

da confrontare con i valori limite definiti in precedenza.

	Rev. 1	Data Marzo 2011	El. A18-9-is300	Pag. n. 37
	Rev. 2	Data Settembre 2012		

9. VASCA TIPO A

Geometria della vasca e dei sovraccarichi

A =	2.00 m	Larghezza interna netta della vasca
B =	4.20 m	Altezza interna netta della vasca
SP1 =	0.30 m	Spessore della soletta superiore
SP2 =	0.40 m	Spessore della soletta inferiore
SP3 =	0.30 m	Spessore dei piedritti laterali
SP4 =	0.30 m	Spessore del piedritto centrale
R =	0.50 m	Ricoprimento totale sulla vasca
pav =	0.00 m	Spessore della pavimentazione stradale
ter =	0.50 m	Spessore del terreno di riporto

Analisi dei carichi agenti su una striscia di 1.00m

Carichi permanenti

$\gamma_c =$	25 kN/m ³	Peso specifico del calcestruzzo
$\gamma_p =$	22 kN/m ³	Peso specifico medio della pavimentazione

Peso proprio della struttura

Carico computato automaticamente dal modello

pp1 =	36.75 kN/m	sulla soletta superiore
pp2 =	49.00 kN/m	sulla soletta inferiore
pp3 =	31.50 kN/m	sui piedritti laterali
pp4 =	31.50 kN/m	sul piedritto centrale

Peso proprio del ricoprimento

qR =	9.5 kN/m	Carico uniformemente distribuito sulla soletta superiore
------	----------	--

Spinta statica del terreno

Ko =	0.426	Coefficiente di spinta a riposo
pt1 =	5.26 kN/m	Pressione del terreno agente sul nodo superiore del piedritto
pt2 =	41.71 kN/m	Pressione del terreno agente sul nodo inferiore del piedritto

	Rev. 1	Data Marzo 2011	El. A18-9-is300	Pag. n. 38
	Rev. 2	Data Settembre 2012		

Carichi mobili e sovraccarichi d'esercizio

$q_{lat} =$	20.00 kN/m	Sovraccarico accidentale laterale
$p_{lat} =$	8.53 kN/m	Spinta laterale per sovraccarico accidentale
$q_{1a} =$	600 kN	Carico mobile q_{1a} (3 assi x 200kN)
$\alpha_{1} =$	30 °	Angolo di diffusione del carico nel ricoprimento
$\alpha_{2} =$	45 °	Angolo di diffusione del carico nella soletta
$L_x =$	2.40 m	Larghezza dell'impronta di carico in asse soletta
$L_{y1} =$	3.20 m	Profondità dell'impronta di carico in asse soletta per 1 colonna
$L_{y2} =$	6.20 m	Profondità dell'impronta di carico in asse soletta per 2 colonne
$q_I =$	78.12 kN/m	Carico ripartito (1 colonna)
$q_{IIa} =$	67.20 kN/m	Carico ripartito (2 colonne)
$q =$	78.12 kN/m	Massimo valore fra q_{1a} e $2q_{1a}$
$q_{if} =$	9.00 kN/m	Carico uniformemente ripartito su tutta la soletta

Azione sismica

Soletta superiore

$W_s =$	36.75 kN	Peso totale soletta superiore
$w_s =$	7.98 kN/m	Peso soletta distribuito sulla larghezza del modello
$f_{hs} =$	2.79 kN/m	Forza sismica orizzontale uniformemente distribuita

Piedritti

$W_{p3} =$	31.50 kN	Peso totale di un piedritto laterale
$w_{p3} =$	6.92 kN/m	Peso totale di un piedritto laterale / altezza modello
$f_{hp3} =$	2.42 kN/m	Forza sismica orizzontale uniformemente distribuita
$W_{p4} =$	31.50 kN	Peso totale del piedritto centrale
$w_{p4} =$	6.92 kN/m	Peso totale del piedritto centrale / altezza modello
$f_{hp4} =$	2.42 kN/m	Forza sismica orizzontale uniformemente distribuita

	Rev. 1	Data Marzo 2011	El. A18-9-is300	Pag. n. 39
	Rev. 2	Data Settembre 2012		

Ricoprimento sulla soletta superiore

wR = 9.50 kN/m Peso del ricoprimento o porzione di esso da considerare

fhR = 3.32 kN/m Forza sismica orizzontale uniformemente distribuita

Incremento di spinta sismica del terreno

$\Delta P = 159.67$ kN Incremento di spinta sismica ($A_x F' - F$)

pts1 = 35.1 kN/m Pressione al nodo superiore del piedritto per effetto di ΔP

pts2 = 35.1 kN/m Pressione al nodo inferiore del piedritto per effetto di ΔP

9.1. Parametri di sollecitazione

Sezione	Elemento	N [kN]	M [kNm]	V [kNm]
1	Soletta superiore	-35	-66	118
2	Soletta superiore	-35	42	32
3	Soletta superiore	-35	-48	121
4	Setto centrale	18	-108	46
5	Setto centrale	1.1	-6	53
6	Setto centrale	-14	123	58
7	Soletta inferiore	30	-72	123
8	Soletta inferiore	30	98	128
9	Soletta inferiore	30	176	134
10	Setto laterale	-31	154	110
11	Setto laterale	-10	-77	35
12	Setto laterale	0	66	83

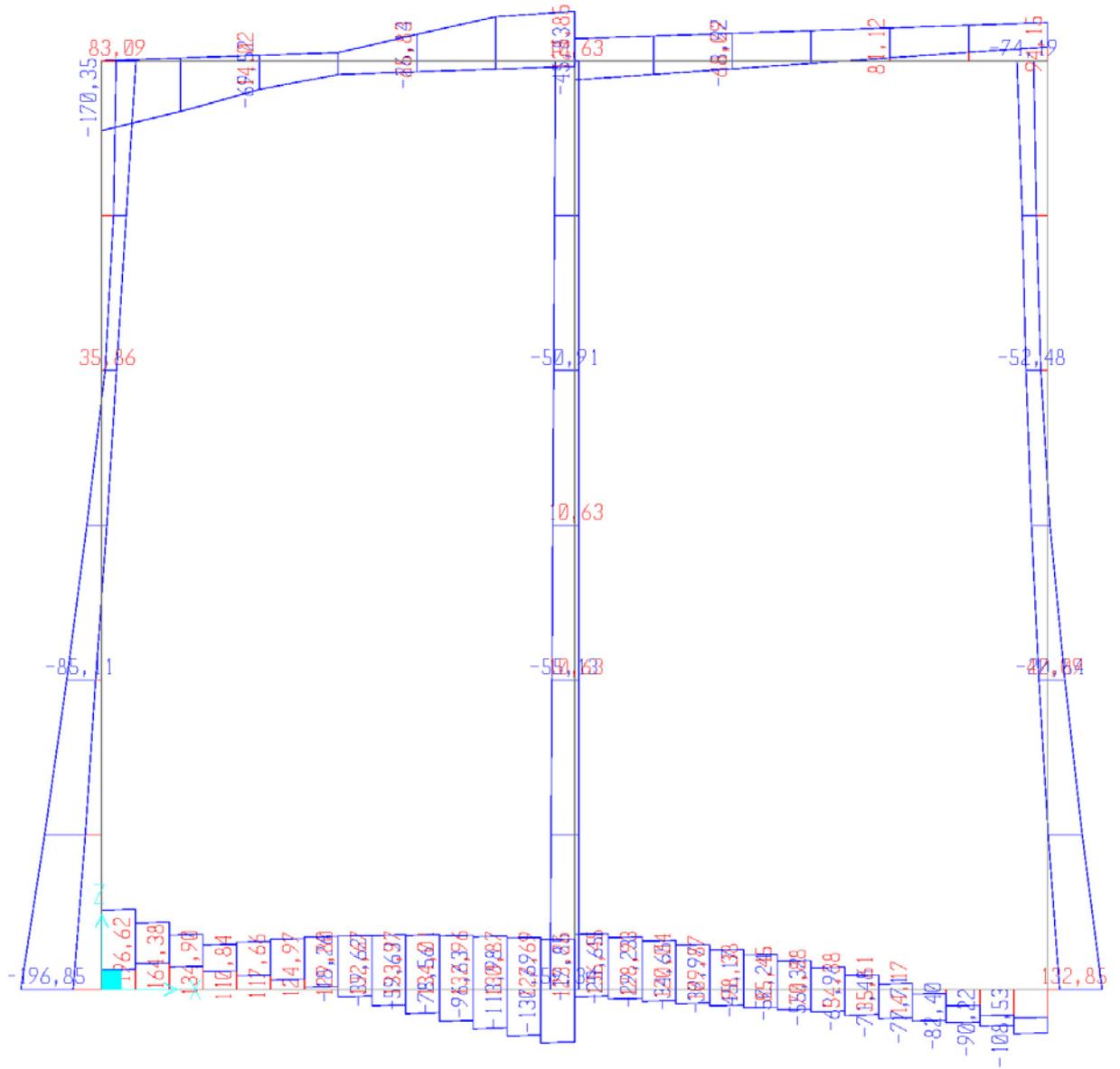


DIAGRAMMA DI INVILUPPO DELLO SFORZO DI TAGLIO

9.3. Involuppo sollecitazioni SLE

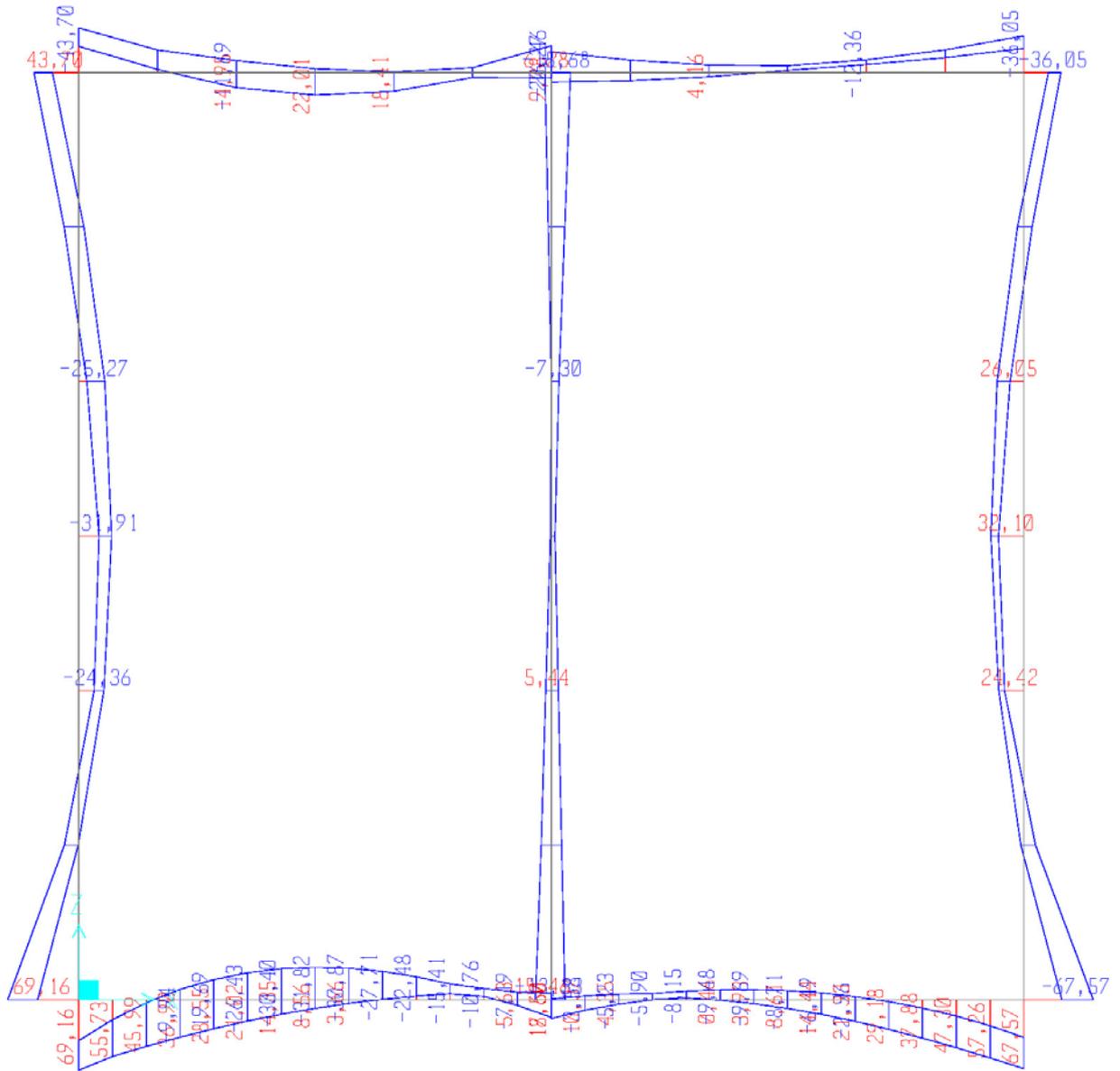


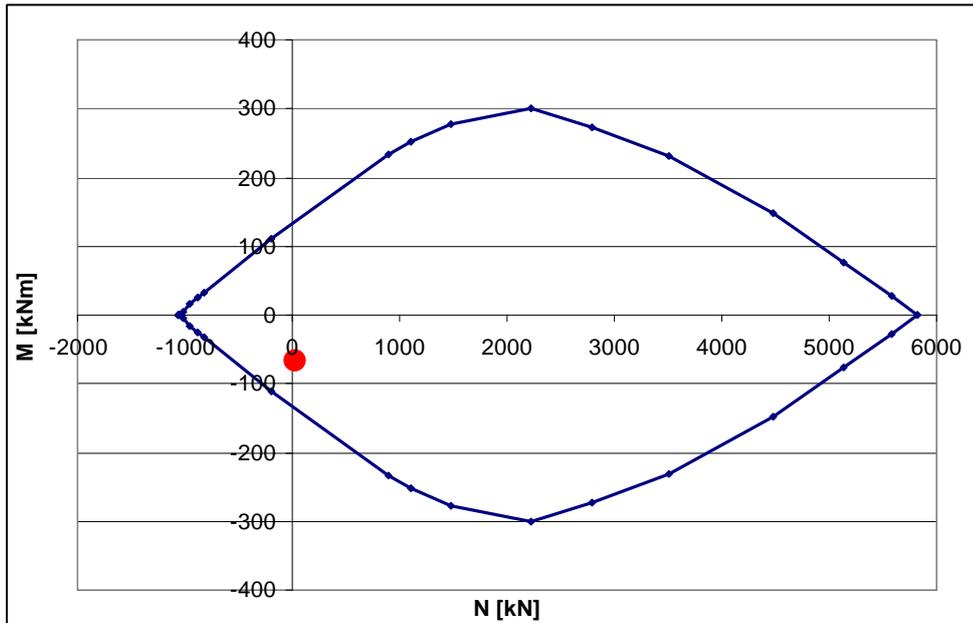
DIAGRAMMA DI INVILUPPO DEL MOMENTO FLETTENTE

9.4. Verifiche a presso-flessione

Soletta superiore - Sezione 1

B = 1000 mm H = 300 mm

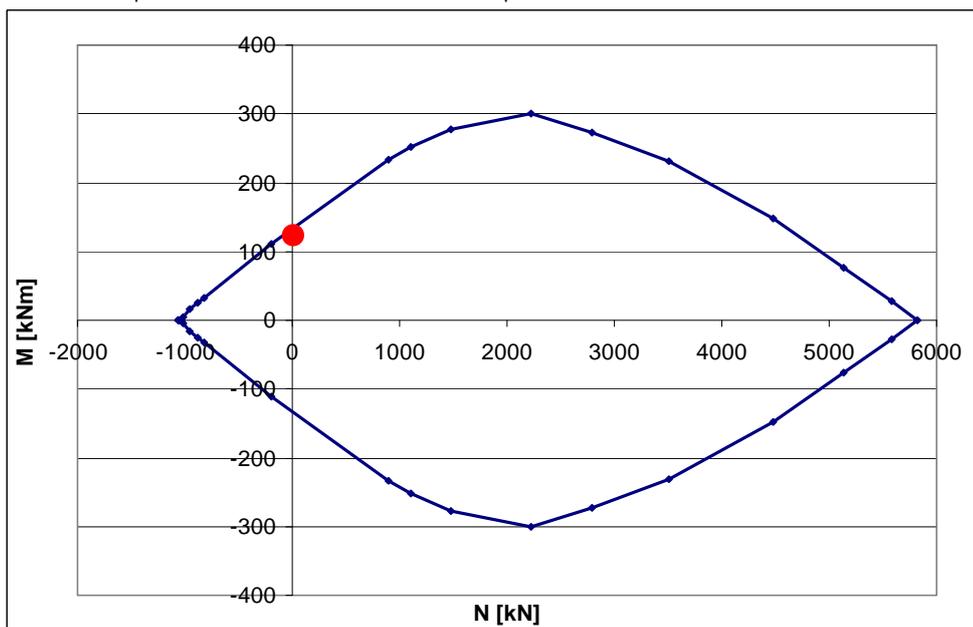
A's = 6.7 ϕ 16 = 1340 mm² As = 6.7 ϕ 16 = 1340 mm²



Parete centrale - Sezione 6

B = 1000 mm H = 300 mm

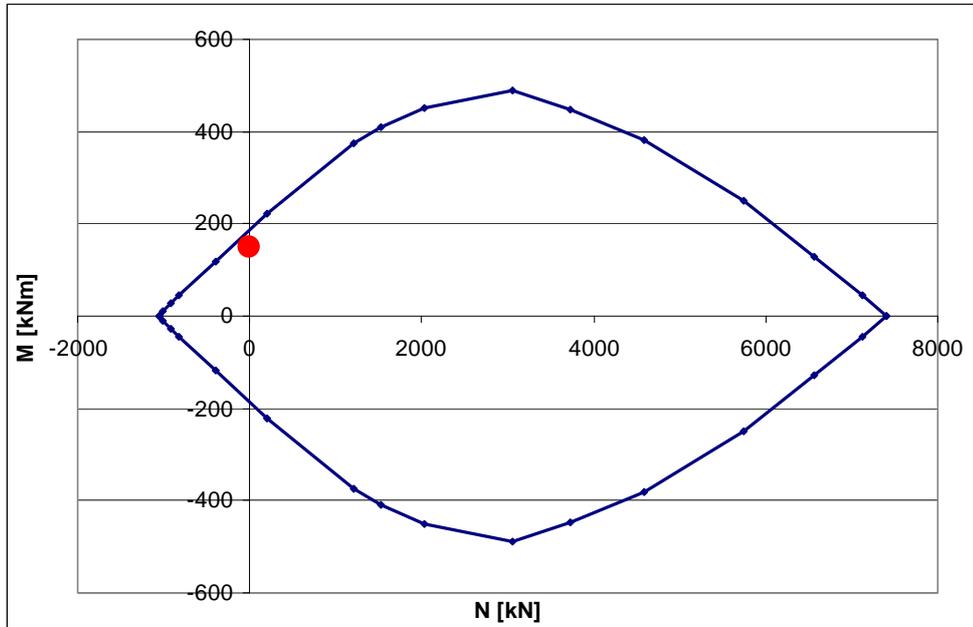
A's = 6.7 ϕ 16 = 1340 mm² As = 6.7 ϕ 16 = 1340 mm²



Soletta inferiore - Sezione 9

$B = 1000 \text{ mm}$ $H = 400 \text{ mm}$

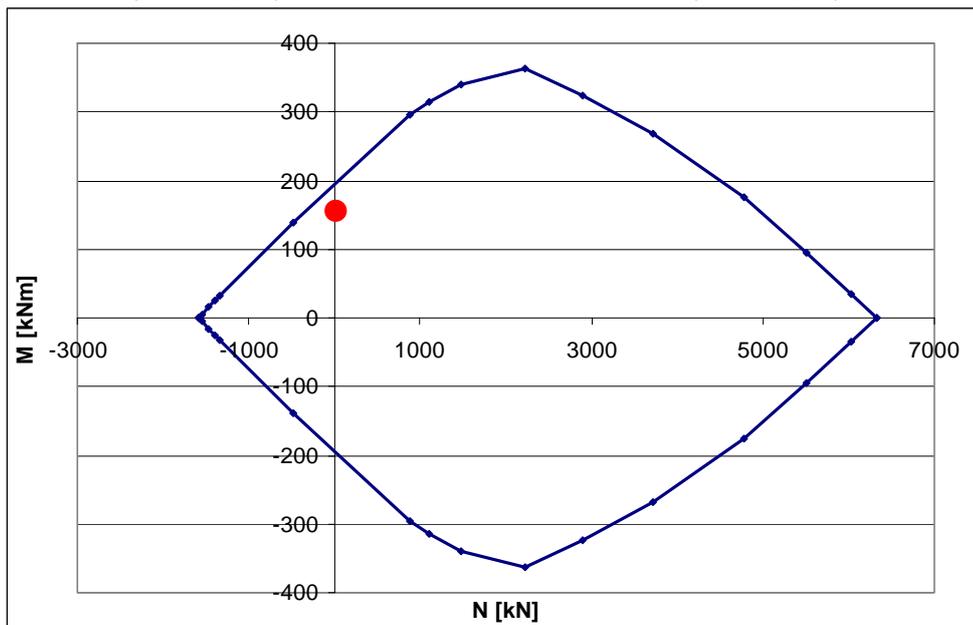
$A's = 6.7 \phi 16 = 1340 \text{ mm}^2$ $A_s = 6.7 \phi 16 = 1340 \text{ mm}^2$



Parete laterale - Sezione 10

$B = 1000 \text{ mm}$ $H = 300 \text{ mm}$

$A's = 6.7 \phi 16 + 6,7 \phi 16 = 2694 \text{ mm}^2$ $A_s = 6.7 \phi 16 + 6,7 \phi 16 = 2694 \text{ mm}^2$



9.5. Verifiche a taglio

Secondo quanto riportato nell'EC2 per elementi prevalentemente soggetti a carichi uniformemente distribuiti lo sforzo di taglio non deve essere verificato ad una distanza minore dell'altezza utile della sezione d misurata dalla faccia dell'appoggio. Per le seguenti verifiche si utilizzeranno quindi gli sforzi di taglio a distanza d dall'appoggio.

Soletta superiore - Sezione 1

VERIFICA A TAGLIO SECONDO D.M. 2008 ED EUROCODICE 2 (UNI EN 1992 1-1)

Note e convenzioni

$N > 0 \Rightarrow$ trazione

Dati di input

Rck	35 N/mm ²	
fck	29 N/mm ²	
Valore medio della resistenza a trazione	$f_{ctm} = 2,8$ N/mm ²	$= 0.3 \times f_{ck}^{2/3}$
Coefficiente sicurezza cls	$\gamma_c = 1,5$	
Coefficiente carichi lunga durata	$\alpha_{cc} = 0,85$	
fcd=resistenza di calcolo del cls	$f_{cd} = 16,46$ N/mm ²	$= \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c$
Resistenza caratteristica di snervamento acciaio	$f_{yk} = 450$ N/mm ²	
Coefficiente sicurezza acciaio	$\gamma_s = 1,15$	
Snervamento di calcolo acciaio	$f_{yd} = 391$ N/mm ²	$= f_{yk} / \gamma_s$
Forza di taglio di calcolo	$V_{sd} = 118$ kN	
Forza assiale di calcolo	$N_{sd} = 0$ kN	
Larghezza sezione	$b_w = 100$ cm	
altezza della sezione	$H = 30$ cm	
Copriferro	$c = 3$ cm	
Diametro barre superiori	$\phi_2 = 16$ mm	(armatura compressa)
Diametro barre inferiori	$\phi_1 = 16$ mm	(armatura tesa)
Diametro staffe	$\phi_{st} = 0$ mm	
Numero di barre superiori	$N_2 = 6,7$	
Numero di barre inferiori	$N_1 = 6,7$	
altezza utile della sezione	$d = 26,2$ cm	

Resistenza di calcolo dell'elemento senza armatura a taglio: V_{rd1} (rif. cap. 4.1.2.1.3.1 del D.M. 2008)

$V_{rd1} = \{ [0.18 \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{1/3} / \gamma_c] + 0.15 \times \alpha_{cp} \} \times (b_w \times d)$
con $V_{rd1} \geq V_{rd1min} = \{ V_{min} + 0.15 \times \alpha_{cp} \} \times (b_w \times d)$

$K = 1 + (200 / d)^{0.5} < 2.00$
 $V_{min} = 0.035 \times K^{1.5} \times f_{ck}^{0.5}$

$K = 1,87$
 $V_{min} = 0,48$ N/mm²

$\rho_1 = A_{s1} / (b_w \times d) \leq 0.02$

A_{s1} = area delle armature di trazione che si estendono non meno di $d + l_{bnet}$ oltre la sezione considerata

$A_{s1} = 13,47$ cm² = 1347 mm²
 $\rho_1 = 0,0051$

$\alpha_{cp} = -N_{sd} / A_{cs} \leq 0.2 f_{cd}$

$\alpha_{cp} = 0,00$ N/mm²

$V_{rd1} = 145$ kN	OK! - VERIFICA SODDISFATTA
$V_{rdmin} = 127$ kN	
$V_{rd1} = 145$ kN	

Soletta inferiore - Sezione 9

VERIFICA A TAGLIO SECONDO D.M. 2008 ED EUROCODICE 2 (UNI EN 1992 1-1)

Note e convenzioni

$N > 0 \Rightarrow$ trazione

Dati di input

Rck		35 N/mm ²	
fck		29 N/mm ²	
Valore medio della resistenza a trazione	$f_{ctm} =$	2,8 N/mm ²	$= 0.3 \times f_{ck}^{2/3}$
Coefficiente sicurezza cls	$\gamma_c =$	1,5	
Coefficiente carichi lunga durata	$\alpha_{cc} =$	0,85	
fcd=resistenza di calcolo del cls	$f_{cd} =$	16,46 N/mm ²	$= \alpha_{cc} \times f_{ctm} / \gamma_c$
Resistenza caratteristica di snervamento acciaio	$f_{yk} =$	450 N/mm ²	
Coefficiente sicurezza acciaio	$\gamma_s =$	1,15	
Snervamento di calcolo acciaio	$f_{yd} =$	391 N/mm ²	$= f_{yk} / \gamma_s$
Forza di taglio di calcolo	$V_{sd} =$	134 kN	
Forza assiale di calcolo	$N_{sd} =$	0 kN	
Larghezza sezione	$b_w =$	100 cm	
altezza della sezione	$H =$	40 cm	
Copriferro	$c =$	3 cm	
Diametro barre superiori	$\phi_2 =$	16 mm	(armatura compressa)
Diametro barre inferiori	$\phi_1 =$	16 mm	(armatura tesa)
Diametro staffe	$\phi_{st} =$	0 mm	
Numero di barre superiori	$N_2 =$	6,7	
Numero di barre inferiori	$N_1 =$	6,7	
altezza utile della sezione	$d =$	36,2 cm	

Resistenza di calcolo dell'elemento senza armatura a taglio: V_{rd1} (rif. cap. 4.1.2.1.3.1 del D.M. 2008)

$$V_{rd1} = \{ [0.18 \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{1/3} / \gamma_c] + 0.15 \times \sigma_{cp} \} \times (b_w \times d)$$

con $V_{rd1} \geq V_{rd1min} = \{V_{min} + 0.15 \times \sigma_{cp}\} \times (b_w \times d)$

$$K = 1 + (200 / d)^{0.5} < 2.00$$

$$V_{min} = 0.035 \times K^{1.5} \times f_{ck}^{0.5}$$

$$K = 1,74$$

$$V_{min} = 0,43 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho_1 = A_{s1} / (b_w \times d) \leq 0.02$$

A_{s1} =area delle armature di trazione che si estendono non meno di d hbnet oltre la sezione considerata

$$A_{s1} = 13,47 \text{ cm}^2 = 1347 \text{ mm}^2$$

$$\rho_1 = 0,0037$$

$$\sigma_{cp} = -N_{sd} / A_c \leq 0.2 f_{cd}$$

$$\sigma_{cp} = 0,00 \text{ N/mm}^2$$

$V_{rd1} =$	167 kN	
$V_{rdmin} =$	157 kN	
$V_{rd1} =$	167 kN	OK! - VERIFICA SODDISFATTA

Parete laterale - Sezione 10

VERIFICA A TAGLIO SECONDO D.M. 2008 ED EUROCODICE 2 (UNI EN 1992 1-1)

Note e convenzioni

$N > 0 \Rightarrow$ trazione

Dati di input

Rck		35 N/mm ²	
fck		29 N/mm ²	
Valore medio della resistenza a trazione	$f_{ctm} =$	2,8 N/mm ²	$= 0.3 \times f_{ck}^{2/3}$
Coefficiente sicurezza cls	$\gamma_c =$	1,5	
Coefficiente carichi lunga durata	$\alpha_{cc} =$	0,85	
fcd=resistenza di calcolo del cls	fcd =	16,46 N/mm ²	$= \alpha_{cc} \times f_{ctm} / \gamma_c$
Resistenza caratteristica di snervamento acciaio	$f_{yk} =$	450 N/mm ²	
Coefficiente sicurezza acciaio	$\gamma_s =$	1,15	
Snervamento di calcolo acciaio	$f_{yd} =$	391 N/mm ²	$= f_{yk} / \gamma_s$
Forza di taglio di calcolo	$V_{sd} =$	110 kN	
Forza assiale di calcolo	$N_{sd} =$	0 kN	
Larghezza sezione	$b_w =$	100 cm	
altezza della sezione	$H =$	30 cm	
Copriferro	$c =$	3 cm	
Diametro barre superiori	$\phi_2 =$	16 mm	(armatura compressa)
Diametro barre inferiori	$\phi_1 =$	16 mm	(armatura tesa)
Diametro staffe	$\phi_{st} =$	0 mm	
Numero di barre superiori	$N_2 =$	6,7	
Numero di barre inferiori	$N_1 =$	6,7	
altezza utile della sezione	$d =$	26,2 cm	

Resistenza di calcolo dell'elemento senza armatura a taglio: V_{rd1} (rif. cap. 4.1.2.1.3.1 del D.M. 2008)

$V_{rd1} = \{ [0.18 \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{1/3} / \gamma_c] + 0.15 \times \sigma_{cp} \} \times (b_w \times d)$
con $V_{rd1} > V_{rd1min} = \{V_{min} + 0.15 \times \sigma_{cp}\} \times (b_w \times d)$

$K = 1 + (200 / d)^{0.5} < 2.00$
 $V_{min} = 0.035 \times K^{1.5} \times f_{ck}^{0.5}$

$K = 1,87$
 $V_{min} = 0,48 \text{ N/mm}^2$

$\rho_1 = A_{s1} / (b_w \times d) \leq 0.02$

A_{s1} = area delle armature di trazione che si estendono non meno di $d + H_{bnet}$ oltre la sezione considerata

$A_{s1} = 13,47 \text{ cm}^2 = 1347 \text{ mm}^2$
 $\rho_1 = 0,0051$

$\sigma_{cp} = -N_{sd} / A_c \leq 0.2 f_{cd}$

$\sigma_{cp} = 0,00 \text{ N/mm}^2$

$V_{rd1} =$	145 kN	
$V_{rdmin} =$	127 kN	
$V_{rd1} =$	145 kN	OK! - VERIFICA SODDISFATTA

9.6. Verifiche di fessurazione

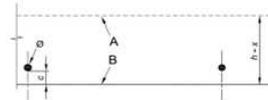
Le verifiche a fessurazione si effettuano solo per le sezioni più significative.

A favore di sicurezza si trascurano le armature compresse.

Soletta superiore – Sezione 1

STATO LIMITE DI APERTURA DELLE FESSURE - Rif. UNI EN 1992-1-1; 2005 Par. 7.3

Geometria della sezione	
Altezza della sezione	h 300 (mm)
Larghezza della sezione	b 1000 (mm)
Altezza utile della sezione	d 270 (mm)
Distanza tra asse armatura e lembo compresso	d' 30 (mm)
Ricoprimento dell'armatura	c 30 (mm)
Armatura tesa ordinaria	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	n_{st} 6,67 [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	ϕ_{st} 18 (mm)
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	$A_{s,eff}$ 1341 (mm ²)
Armatura tesa di infittimento	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	n_{inf} 0 [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	ϕ_{inf} 0 (mm)
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	$A_{s,inf}$ 0 (mm ²)
Caratteristiche dei materiali	
Resistenza caratteristica cilindrica del calcestruzzo	f_{ck} 35 (MPa)
Resistenza a trazione media del calcestruzzo	f_{ctm} 3,2 (MPa)
Modulo di elasticità del calcestruzzo	E_{cm} 34077 (MPa)
Resistenza a snervamento dell'acciaio	f_{yk} 450 (MPa)
Modulo di elasticità dell'acciaio	E_s 200000 (MPa)



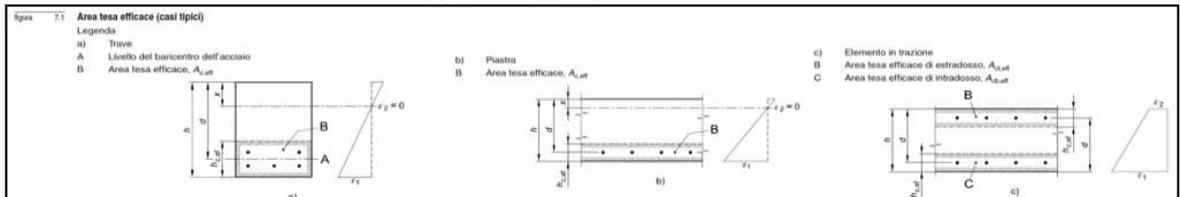
$$f_{ctm} = 0,30 \times f_{ck}^{0,67} \leq C50/60$$

$$f_{ctm} = 2,12 \times \ln [1 + (f_{ck}/10)] > C50/60$$

$$E_{cm} = 22 \{ [f_{ctm}/10]^{0,3} \}$$

DETERMINAZIONE DELL'AMPIEZZA DELLE FESSURE	
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_{st} 131 (MPa)
Asse neutro della sezione	x 7,7 (mm)
Tipo e durata dei carichi applicati	
Coefficiente di omogeneizzazione	α_e 5,87 [-]
Area totale delle armature presenti nella zona tesa	A_s 1341 (mm ²)
Area efficace tesa di calcestruzzo	$A_{c,eff}$ 75000 (mm ²)
	$A_{c,eff,1}$ 75000 (mm ²)
	$A_{c,eff,2}$ 97433 (mm ²)
	$A_{c,eff,3}$ 150000 (mm ²)
	$A_{c,eff,min}$ 75000 (mm ²)

$A_{c,eff}$ è l'area efficace di calcestruzzo teso attorno all'armatura ordinaria o a quella di precompressione di altezza, $h_{c,eff}$ dove $h_{c,eff}$ è il minore tra $2,5(h-d)$, $(h-x)/3$ o $h/2$ (vedere figura 7.1);



Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso	$\rho_{p,eff}$ 0,01788 [-]
Resistenza efficace media del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$ 3,2 (MPa)
Fattore di durata del carico	k_1 0,4 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e nel cls	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm,min}$ 0,000393 [-]
	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm,max}$ 0,000258 [-]
	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$ 0,000393 [-]

$$\rho_{p,eff} = (A_s + \frac{2}{5} A_{s,inf}) / A_{c,eff}$$

$$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_1 f_{ct,eff} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s}$$

Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri)	s 150 (mm)
Diametro equivalente delle barre	ϕ_{eq} 18,00 (mm)
Spaziatura massima di riferimento	$s_{max,rif}$ 190 (mm)
Coefficienti k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione	k_1 0,800 [-]
	k_2 1,000 [-]
	k_3 3,400 [-]
	k_4 0,425 [-]
Distanza massima tra le fessure	$S_{r,max,1}$ 406 (mm)
	$S_{r,max,2}$ 380 (mm)
	$S_{r,max}$ 406 (mm)

$$\phi_{eq} = \frac{n_1 \phi_1^2 + n_2 \phi_2^2}{n_1 \phi_1 + n_2 \phi_2}$$

k_1 è un coefficiente che tiene conto delle proprietà di aderenza dell'armatura aderente:
 = 0,8 per barre ad aderenza migliorata,
 = 1,6 per barre con una superficie effettivamente liscia (per esempio, armatura di precompressione);

k_2 è un coefficiente che tiene conto della distribuzione delle deformazioni:
 = 0,5 per flessione,
 = 1,0 per trazione pura.

Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo pertinente	$w_{k,lim}$ 0,20 (mm)
Ampiezza delle fessure (di calcolo)	w_k 0,18 (mm)
	$w_k = S_{r,max} (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$

In caso di trazione eccentrica, o per singole parti di sezione, si raccomanda di utilizzare valori intermedi di k_2 , che possono essere calcolati con la relazione:

$$k_2 = (\epsilon_1 + \epsilon_2) / 2\epsilon_1 \quad (7.13)$$

dove ϵ_1 ed ϵ_2 sono rispettivamente la più grande e la più piccola deformazione di trazione alle estremità della sezione considerata, calcolate per sezione fessurata.

I valori di k_1 e k_2 da adottare in uno Stato possono essere reperiti nella sua appendice nazionale. I valori raccomandati sono rispettivamente 0,4 e 0,425.

$$S_{r,max} = k_3 C + k_1 k_2 k_4 \phi / \rho_{p,eff}$$

$$S_{r,max} = 1,3 (h - x)$$

prospetto 7.1N Valori raccomandati di w_{max} (mm)

Classe di esposizione	Elementi di calcestruzzo armato normale e precompresso con cavi non aderenti		Elementi precomposti con cavi aderenti	
	Combinazione di carico quasi-permanente	Combinazione di carico frequente	Combinazione di carico quasi-permanente	Combinazione di carico frequente
X0, XC1	0,4 ¹	0,2	0,2 ²	0,2
XC2, XC3, XC4	0,3	0,2	0,2 ²	0,2
XD1, XD2, XS1, XS2, XS3	0,3	0,2	0,2 ²	0,2

Nota 1 Per le classi di esposizione X0, XC1, l'ampiezza delle fessure non influenza la durabilità e questo limite è posto per garantire un aspetto accettabile. In assenza di requisiti relativi all'aspetto questo limite può essere mitigato.
 Nota 2 Per queste classi di esposizione, inoltre, si raccomanda che la decompressione sia verificata sotto la combinazione di carico quasi-permanente.

Tabella 4.1.III - Descrizione delle condizioni ambientali

CONDIZIONI AMBIENTALI	CLASSE DI ESPOSIZIONE
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Tabella 4.1.IV - Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_k	Stato limite	w_k
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_3$	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	*	ap. fessure	$\leq w_1$

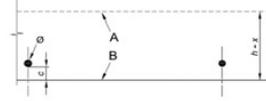
w_1, w_2, w_3 sono definiti al § 4.1.2.2.4.1, il valore di calcolo w_k , è definito al § 4.1.2.2.4.6.

Soletta inferiore - Sezione 9

STATO LIMITE DI APERTURA DELLE FESSURE - RIF. UNI EN 1992-1-1: 2005 Par.7.3

Geometria della sezione

Altezza della sezione	h	400	[mm]
Larghezza della sezione	b	1000	[mm]
Altezza utile della sezione	d	370	[mm]
Distanza tra asse armatura e lembo compresso	d'	30	[mm]
Ricoprimento dell'armatura	c	30	[mm]
Armatura tesa ordinaria			
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	n ₁	6,57	[-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	φ ₁	16	[mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A _{s1}	1341	[mm ²]
Armatura tesa di infittimento			
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	n ₂	0	[-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	φ ₂	0	[mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A _{s2}	0	[mm ²]



Caratteristiche dei materiali

Resistenza caratteristica cilindrica del calcestruzzo	f _{ck}	35	[MPa]
Resistenza a trazione media del calcestruzzo	f _{ctm}	3,2	[MPa]
Modulo di elasticità del calcestruzzo	E _{cm}	34077	[MPa]
Resistenza a snervamento dell'acciaio	f _{yk}	450	[MPa]
Modulo di elasticità dell'acciaio	E _s	200000	[MPa]

$$f_{ctm} = 0,30 \times f_{ck}^{0,67} < C50/60$$

$$f_{ctm} = 2,12 \times \ln[1 + (f_{cm}/10)] > C50/60$$

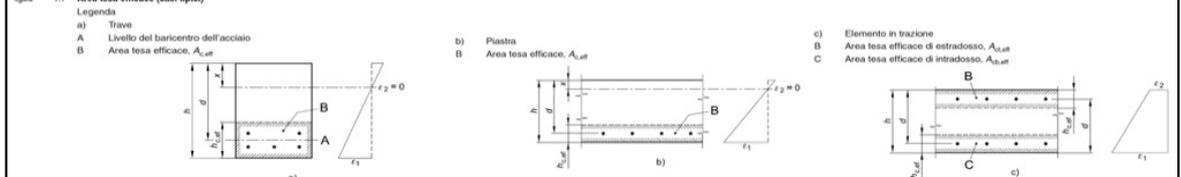
$$E_{cm} = 22 [(f_{cm}/10)^{0,3}]$$

DETERMINAZIONE DELL'AMPIEZZA DELLE FESSURE

Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ _s	151	[MPa]
Asse neutro della sezione	x	9,3	[mm]
Lunga ▼			
Tipo e durata dei carichi applicati	σ _c	5,87	[-]
Coefficiente di omogeneizzazione	A _y	1341	[mm ²]
Area totale delle armature presenti nella zona tesa	A _{c,eff.1}	75000	[mm ²]
Area efficace tesa di calcestruzzo	A _{c,eff.2}	130233	[mm ²]
	A _{c,eff.3}	200000	[mm ²]
	A _{c,eff.min}	75000	[mm ²]

A_{c,eff} è l'area efficace di calcestruzzo teso attorno all'armatura ordinaria o a quella di precompressione di altezza, h_{c,eff}, dove h_{c,eff} è il minore tra 2,5 (h-d), (h-x)/3 o h/2 (vedere figura 7.1);

Figura 7.1 Area tesa efficace (casi tipici)



Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso	ρ _{p,eff}	0,01768	[-]
Resistenza efficace media del calcestruzzo	f _{ct,eff}	3,2	[MPa]
Fattore di durata del carico	k ₁	0,4	[-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e nel cls			
	[ε _{sm} - ε _{cm}] _{min}	0,000453	[-]
	[ε _{sm} - ε _{cm}] _{calc}	0,000358	[-]
	[ε _{sm} - ε _{cm}]	0,000453	[-]

$$\rho_{p,eff} = (A_s + \sum A_{p,i}) / A_{c,eff}$$

$$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_1 \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s}$$

Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri)	s	150	[mm]
Diametro equivalente delle barre	φ _{eq}	16,00	[mm]
Spaziatura massima di riferimento	s _{max,rif}	190	[mm]
Coefficienti k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione			
	k ₁	0,800	[-]
	k ₂	1,000	[-]
	k ₃	3,400	[-]
	k ₄	0,425	[-]
Distanza massima tra le fessure			
	s _{r,max.1}	406	[mm]
	s _{r,max.2}	508	[mm]
	s _{r,max}	406	[mm]

$$\phi_{eq} = \frac{n_1 \phi_1^2 + n_2 \phi_2^2}{n_1 \phi_1 + n_2 \phi_2}$$

k₁ è un coefficiente che tiene conto delle proprietà di aderenza dell'armatura aderente:
 = 0,8 per barre ad aderenza migliorata,
 = 1,6 per barre con una superficie effettivamente liscia (per esempio, armatura di precompressione);

k₂ è un coefficiente che tiene conto della distribuzione delle deformazioni:
 = 0,5 per flessione,
 = 1,0 per trazione pura.

In caso di trazione eccentrica, o per singole parti di sezione, si raccomanda di utilizzare valori intermedi di k₂, che possono essere calcolati con la relazione:
 $k_2 = (\epsilon_1 + \epsilon_2) / 2\epsilon_1$ (7.13)
 dove ε₁ ed ε₂ sono rispettivamente la più grande e la più piccola deformazione di trazione alle estremità della sezione considerata, calcolate per sezione fessurata.

Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo pertinente	w _{k,lim}	0,20	[mm]
Ampiezza delle fessure (di calcolo)	w _k	0,14	[mm]

$$w_k = s_{r,max} (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$$

prospetto 7.1N Valori raccomandati di w_{max} (mm)

Classe di esposizione	Elementi di calcestruzzo armato normale e precompresso con cavi non aderenti	Elementi precompressi con cavi aderenti
	Combinazione di carico quasi-permanente	Combinazione di carico frequente
X0, XC1	0,4 ¹	0,2
XC2, XC3, XC4		0,2 ²
XD1, XD2, XS1, XS2, XS3	0,3	Decompressione

Nota 1 Per le classi di esposizione X0, XC1, l'ampiezza delle fessure non influenza la durabilità e questo limite è posto per garantire un aspetto accettabile. In assenza di requisiti relativi all'aspetto questo limite può essere mitigato.
 Nota 2 Per queste classi di esposizione, inoltre, si raccomanda che la decompressione sia verificata sotto la combinazione di carico quasi-permanente.

Tabella 4.1.III - Descrizione delle condizioni ambientali

CONDIZIONI AMBIENTALI	CLASSE DI ESPOSIZIONE
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Tabella 4.1.IV - Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

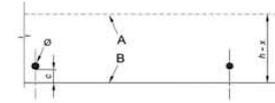
Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w _d	Stato limite	w _d
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	≤ w ₃	ap. fessure	≤ w ₁
		quasi permanente	ap. fessure	≤ w ₁	ap. fessure	≤ w ₂
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	≤ w ₁	ap. fessure	≤ w ₂
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	≤ w ₁
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	≤ w ₁
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	≤ w ₁

w₁, w₂, w₃ sono definiti al § 4.1.2.2.4.1, il valore di calcolo w_d, è definito al § 4.1.2.2.4.6.

Parete laterale - Sezione 10

STATO LIMITE DI APERTURA DELLE FESSURE - RIF. UNEN 1992-14:2005 201776

Geometria della sezione	
Altezza della sezione	h = 300 [mm]
Larghezza della sezione	b = 1000 [mm]
Altezza utile della sezione	d = 270 [mm]
Distanza tra asse armatura e lembo compresso	d' = 30 [mm]
Ricoprimento dell'armatura	c = 30 [mm]
Armatura tesa ordinaria	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	n ₁ = 6,67 [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	φ ₁ = 18 [mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A _{s1} = 1341 [mm ²]
Armatura tesa di infittimento	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	n ₂ = 6,67 [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	φ ₂ = 18 [mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A _{s2} = 1341 [mm ²]



Caratteristiche dei materiali	
Resistenza caratteristica cilindrica del calcestruzzo	f _{ck} = 35 [MPa]
Resistenza a trazione media del calcestruzzo	f _{ctm} = 3,2 [MPa]
Modulo di elasticità del calcestruzzo	E _{cm} = 34077 [MPa]
Resistenza a snervamento dell'acciaio	f _{yk} = 450 [MPa]
Modulo di elasticità dell'acciaio	E _s = 200000 [MPa]

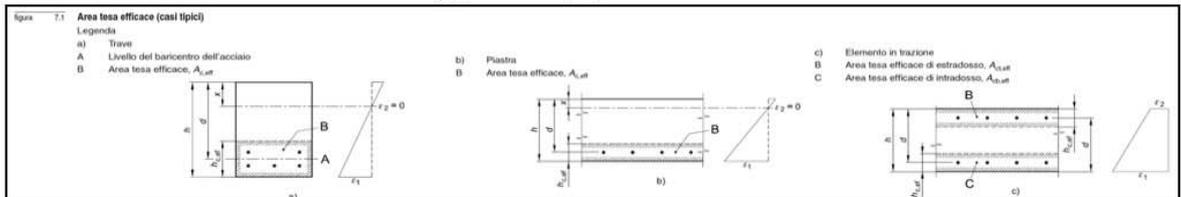
$$f_{cm} = 0,30 \times f_{ck}^{(0.8)} \leq C50/60$$

$$f_{cm} = 2,12 \times \ln[1 + (f_{cm}/10)] > C50/60$$

$$E_{cm} = 22 \left(\frac{f_{cm}}{10} \right)^{0,3}$$

DETERMINAZIONE DELL'AMPIEZZA DELLE FESSURE	
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ _s = 108,2 [MPa]
Asse neutro della sezione	x = 10,28 [mm]
Tipo e durata dei carichi applicati	Lunga
Coefficiente di omogeneizzazione	σ _{sc} = 5,87 [-]
Area totale delle armature presenti nella zona tesa	A _s = 2682 [mm ²]
Area efficace tesa di calcestruzzo	A _{c,eff.1} = 75000 [mm ²]
	A _{c,eff.2} = 96573 [mm ²]
	A _{c,eff.3} = 150000 [mm ²]
	A _{c,eff.min} = 75000 [mm ²]

A_{c,eff} è l'area efficace di calcestruzzo teso attorno all'armatura ordinaria o a quella di precompressione di altezza, h_{c,eff}, dove h_{c,eff} è il minore tra 2,5 (h-d), (h-x)/3 o h/2 (vedere figura 7.1):



Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso	ρ _{p,eff} = 0,03576 [-]
Resistenza efficace media del calcestruzzo	f _{ct,eff} = 3,2 [MPa]
Fattore di durata del carico	k ₁ = 0,4 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e nel cls	[ε _{sm} - ε _{cm}] _{min} = 0,000325 [-]
	[ε _{sm} - ε _{cm}] _{calc} = 0,000324 [-]
	ε _{sm} - ε _{cm} = 0,000325 [-]

$$\rho_{p,eff} = (A_s + \sigma_1' A_s') / A_{c,eff}$$

$$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_1 \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s}$$

Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri)	s = 150 [mm]
Diametro equivalente delle barre	φ _{eq} = 16,00 [mm]
Spaziatura massima di riferimento	s _{max,ref} = 150 [mm]
Coefficienti k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione	k ₁ = 0,800 [-]
	k ₂ = 1,000 [-]
	k ₃ = 3,400 [-]
	k ₄ = 0,425 [-]
Distanza massima tra le fessure	s _{r,max.1} = 254 [mm]
	s _{r,max.2} = 377 [mm]
	s _{r,max} = 254 [mm]

$$\phi_{eq} = \frac{n_1 \phi_1^2 + n_2 \phi_2^2}{n_1 \phi_1 + n_2 \phi_2}$$

k₁ è un coefficiente che tiene conto delle proprietà di aderenza dell'armatura aderente:
= 0,8 per barre ad aderenza migliorata,
= 1,6 per barre con una superficie effettivamente liscia (per esempio, armatura di precompressione);

k₂ è un coefficiente che tiene conto della distribuzione delle deformazioni:
= 0,5 per flessione,
= 1,0 per trazione pura.

In caso di trazione eccentrica, o per singole parti di sezione, si raccomanda di utilizzare valori intermedi di k₂, che possono essere calcolati con la relazione:

$$k_2 = (\epsilon_1 + \epsilon_2) / 2 \epsilon_1 \quad (7.13)$$

dove ε₁ ed ε₂ sono rispettivamente la più grande e la più piccola deformazione di trazione alle estremità della sezione considerata, calcolate per sezione fessurata.

I valori di k₂ e k₄ da adottare in uno Stato possono essere reperiti nella sua appendice nazionale. I valori raccomandati sono rispettivamente 3,4 e 0,425.

$$s_{r,max} = k_3 C + k_1 k_2 k_4 \phi / \rho_{p,eff}$$

$$s_{r,max} = 1,3 (h - x)$$

Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo pertinente	w _{lim} = 0,20 [mm]
Ampiezza delle fessure (di calcolo)	w _k = 0,09 [mm]

$$w_k = s_{r,max} (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$$

prospetto 7.1N Valori raccomandati di w _{max} (mm)		
Classe di esposizione	Elementi di calcestruzzo armato normale e precompresso con cavi non aderenti	Elementi precompressi con cavi aderenti
	Combinazione di carico quasi-permanente	Combinazione di carico frequente
X0, XC1	0,4 ¹	0,2
XC2, XC3, XC4		0,2 ²
XD1, XD2, XS1, XS2, XS3	0,3	Decompressione

Nota 1 Per le classi di esposizione X0, XC1, l'ampiezza delle fessure non influenza la durabilità e questo limite è posto per garantire un aspetto accettabile. In assenza di requisiti relativi all'aspetto questo limite può essere mitigato.
Nota 2 Per queste classi di esposizione, inoltre, si raccomanda che la decompressione sia verificata sotto la combinazione di carico quasi permanente.

Tabella 4.1.III - Descrizione delle condizioni ambientali

CONDIZIONI AMBIENTALI	CLASSE DI ESPOSIZIONE
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Tabella 4.1.IV - Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w _a	Stato limite	w _a
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	≤ w _a	ap. fessure	≤ w _a
		quasi permanente	ap. fessure	≤ w ₁	ap. fessure	≤ w ₁
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	≤ w ₁	ap. fessure	≤ w ₁
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	≤ w ₁
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	≤ w ₁
		quasi permanente	decompressione	*	ap. fessure	≤ w ₁

	Rev. 1	Data Marzo 2011	El. A18-9-is300	Pag. n. 52
	Rev. 2	Data Settembre 2012		

10. VASCA TIPO B

Geometria della vasca e dei sovraccarichi

A =	2.00 m	Larghezza interna netta della vasca
B =	5.40 m	Altezza interna netta della vasca
SP1 =	0.30 m	Spessore della soletta superiore
SP2 =	0.40 m	Spessore della soletta inferiore
SP3 =	0.30 m	Spessore dei piedritti laterali
SP4 =	0.30 m	Spessore del piedritto centrale
R =	0.50 m	Ricoprimento totale sulla vasca
pav =	0.00 m	Spessore della pavimentazione stradale
ter =	0.50 m	Spessore del terreno di riporto

Analisi dei carichi agenti su una striscia di 1.00m

Carichi permanenti

$\gamma_c =$	25 kN/m ³	Peso specifico del calcestruzzo
$\gamma_p =$	22 kN/m ³	Peso specifico medio della pavimentazione

Peso proprio della struttura

Carico computato automaticamente dal modello

pp1 =	36.75 kN/m	sulla soletta superiore
pp2 =	49.00 kN/m	sulla soletta inferiore
pp3 =	40.50 kN/m	sui piedritti laterali
pp4 =	40.50 kN/m	sul piedritto centrale

Peso proprio del ricoprimento

qR =	9.5 kN/m	Carico uniformemente distribuito sulla soletta superiore
------	----------	--

Spinta statica del terreno

Ko =	0.426	Coefficiente di spinta a riposo
pt1 =	5.27 kN/m	Pressione del terreno agente sul nodo superiore del piedritto
pt2 =	51.85 kN/m	Pressione del terreno agente sul nodo inferiore del piedritto

	Rev. 1	Data Marzo 2011	El. A18-9-is300	Pag. n. 53
	Rev. 2	Data Settembre 2012		

Carichi mobili e sovraccarichi d'esercizio

$q_{lat} =$	20.00 kN/m	Sovraccarico accidentale laterale
$p_{lat} =$	8.53 kN/m	Spinta laterale per sovraccarico accidentale
$q_{1a} =$	600 kN	Carico mobile q_{1a} (3 assi x 200kN)
$\alpha_1 =$	30 °	Angolo di diffusione del carico nel ricoprimento
$\alpha_2 =$	45 °	Angolo di diffusione del carico nella soletta
$L_x =$	2.40 m	Larghezza dell'impronta di carico in asse soletta
$L_{y1} =$	3.20 m	Profondità dell'impronta di carico in asse soletta per 1 colonna
$L_{y2} =$	6.20 m	Profondità dell'impronta di carico in asse soletta per 2 colonne
$q_I =$	78.12 kN/m	Carico ripartito (1 colonna)
$q_{IIa} =$	67.20 kN/m	Carico ripartito (2 colonne)
$q =$	78.12 kN/m	Massimo valore fra q_{1a} e $2q_{1a}$
$q_{1f} =$	9.00 kN/m	Carico uniformemente ripartito su tutta la soletta

Azione sismica

Soletta superiore

$W_s =$	36.75 kN	Peso totale soletta superiore
$w_s =$	7.99 kN/m	Peso soletta distribuito sulla larghezza del modello
$f_{hs} =$	2.79 kN/m	Forza sismica orizzontale uniformemente distribuita

Piedritti

$W_{p3} =$	40.50 kN	Peso totale di un piedritto laterale
$w_{p3} =$	7.04 kN/m	Peso totale di un piedritto laterale / altezza modello
$f_{hp3} =$	2.46 kN/m	Forza sismica orizzontale uniformemente distribuita
$W_{p4} =$	40.5 kN	Peso totale del piedritto centrale
$w_{p4} =$	7.04 kN/m	Peso totale del piedritto centrale / altezza modello
$f_{hp4} =$	2.46 kN/m	Forza sismica orizzontale uniformemente distribuita

	Rev. 1	Data Marzo 2011	El. A18-9-is300	Pag. n. 54
	Rev. 2	Data Settembre 2012		

Ricoprimento sulla soletta superiore

wR = 9.50 kN/m Peso del ricoprimento o porzione di esso da considerare

fhR = 3.32 kN/m Forza sismica orizzontale uniformemente distribuita

Incremento di spinta sismica del terreno

$\Delta P = 247.44$ kN Incremento di spinta sismica ($A_x F' - F$)

pts1 = 43.03 kN/m Pressione al nodo superiore del piedritto per effetto di ΔP

pts2 = 43.03 kN/m Pressione al nodo inferiore del piedritto per effetto di ΔP

10.1. Parametri di sollecitazione

Sezione	Elemento	N [kN]	M [kNm]	V [kNm]
1	Soletta superiore	-53	-111	144
2	Soletta superiore	-53	37	65
3	Soletta superiore	-53	-52	106
4	Setto centrale	81	-183	62
5	Setto centrale	59	12	70
6	Setto centrale	38	218	76
7	Soletta inferiore	23	-132	248
8	Soletta inferiore	23	203	236
9	Soletta inferiore	23	339	187
10	Setto laterale	-44	324	253
11	Setto laterale	-24	-116	-58
12	Setto laterale	-1	111	131

10.2. Involuppo sollecitazioni SLU

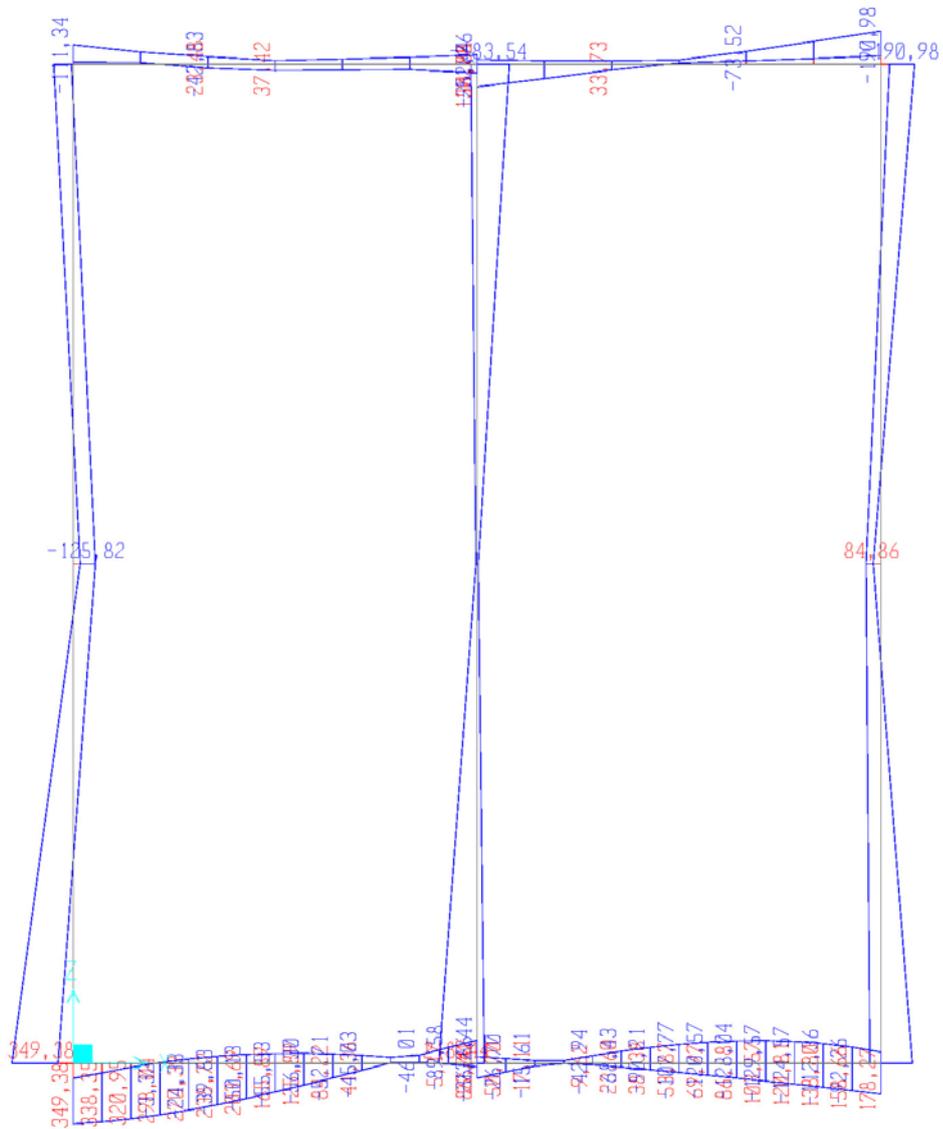


DIAGRAMMA DI INVILUPPO DEL MOMENTO FLETTENTE

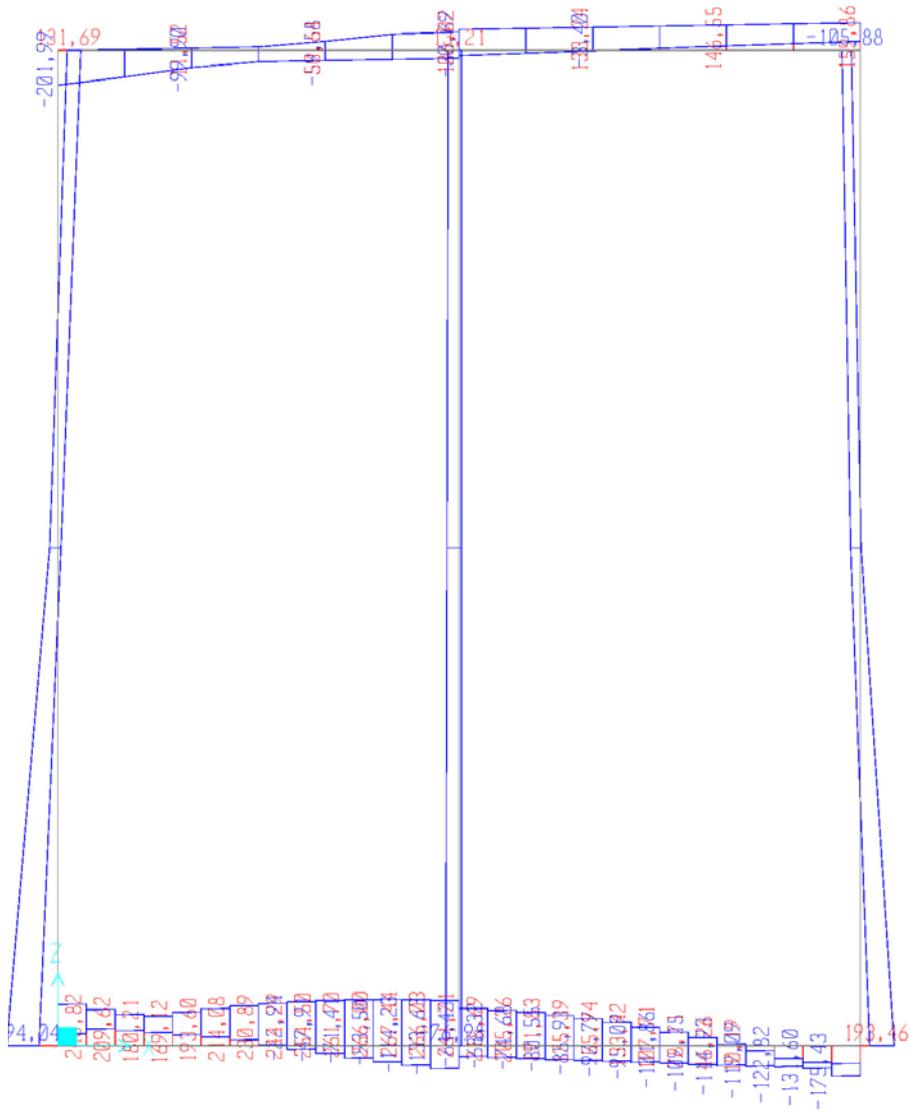


DIAGRAMMA DI INVILUPPO DELLO SFORZO DI TAGLIO

10.3. Involuppo sollecitazioni SLE

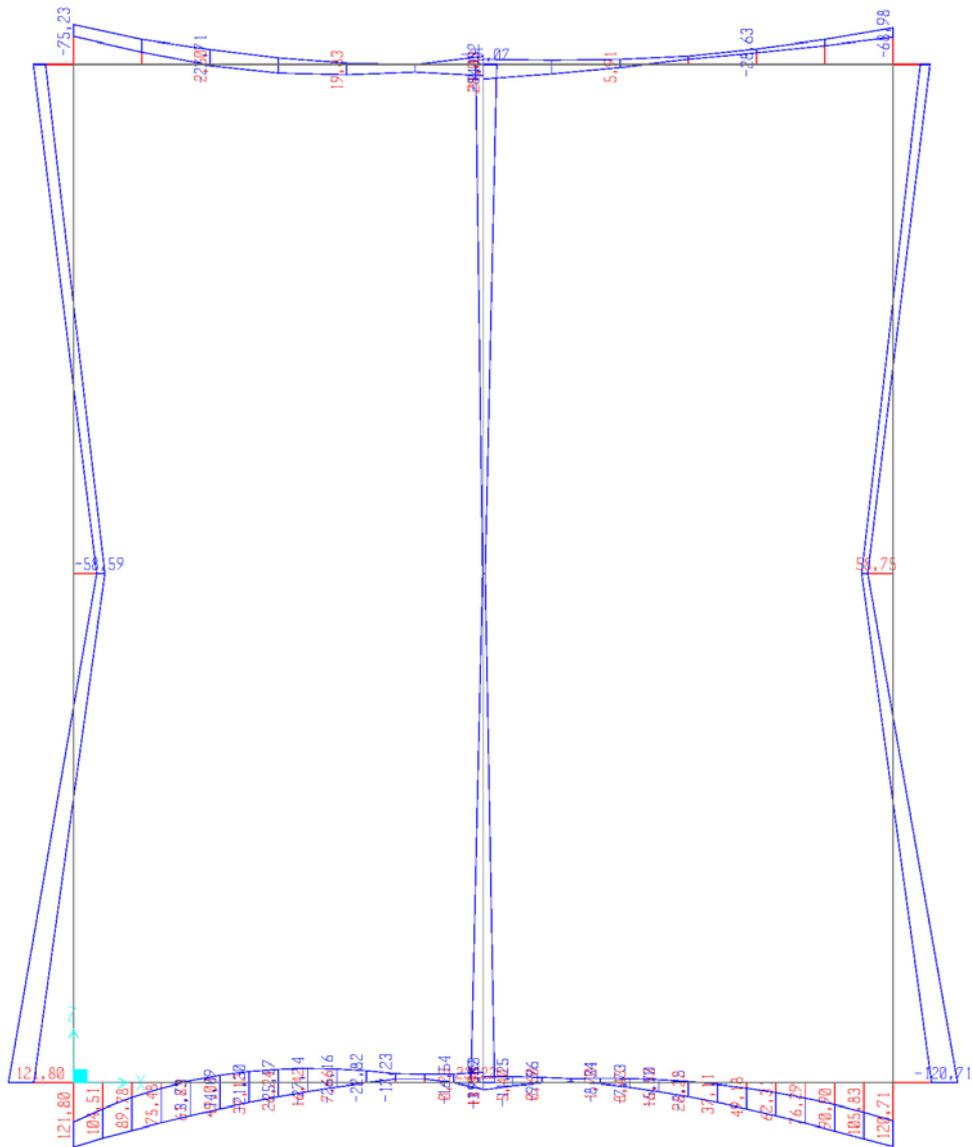


DIAGRAMMA DI INVILUPPO DEL MOMENTO FLETTENTE

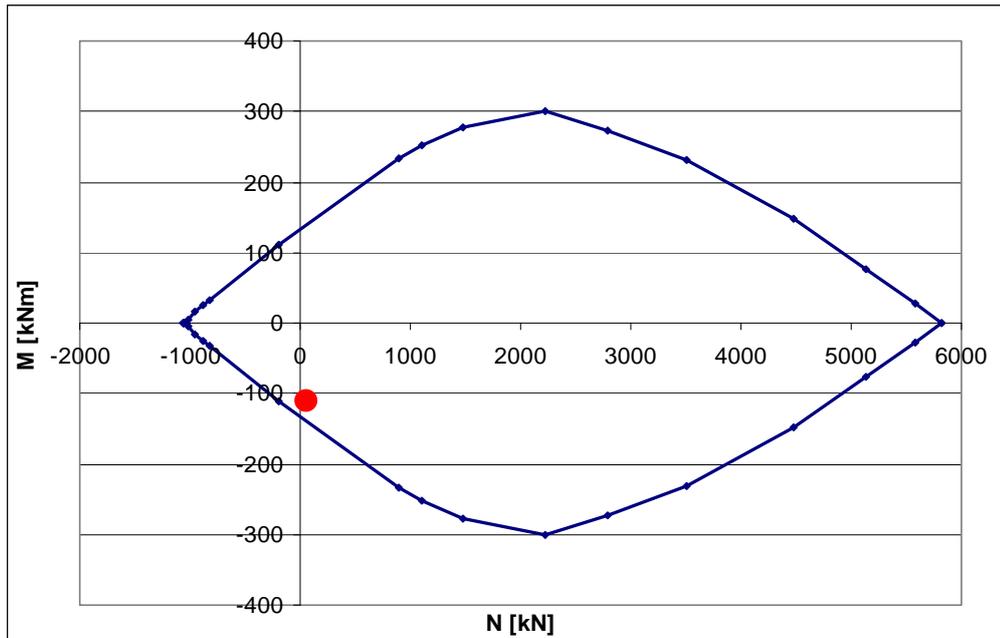
10.4. Verifiche a presso-flessione

Soletta superiore - Sezione 1

B = 1000 mm

H = 300 mm

A's = 6.7 ϕ 16 = 1340 mm² As = 6.7 ϕ 16 = 1340 mm²

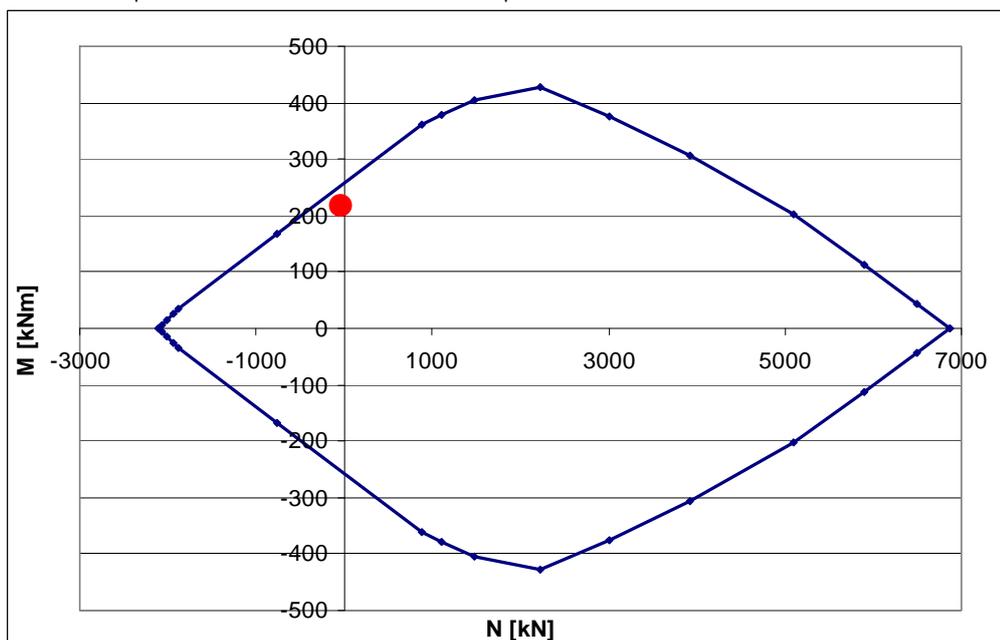


Parete centrale - Sezione 6

B = 1000 mm

H = 300 mm

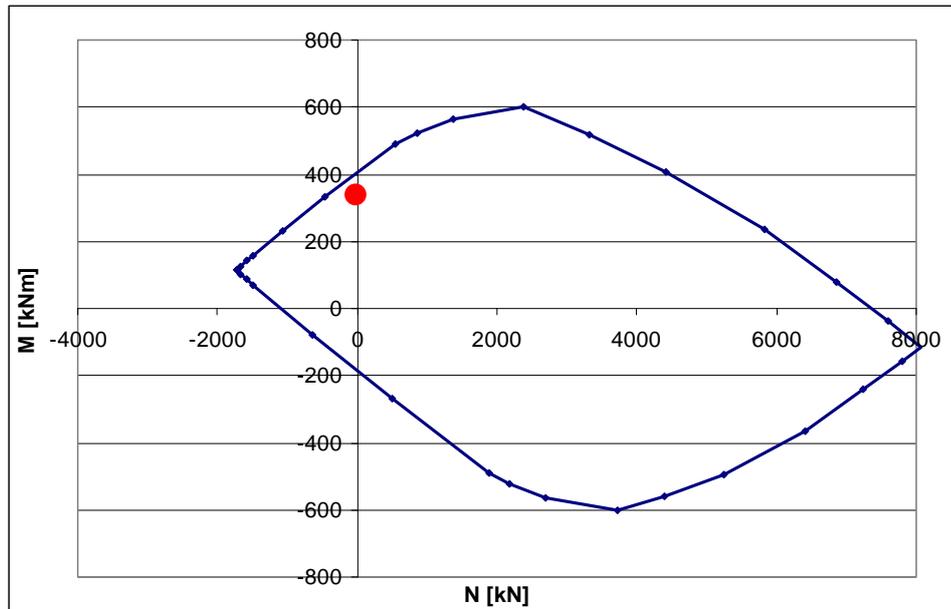
A's = 6.7 ϕ 16 = 1340 mm² As = 6.7 ϕ 16 = 1340 mm²



Soletta inferiore - Sezione 9

B = 1000 mm H = 400 mm

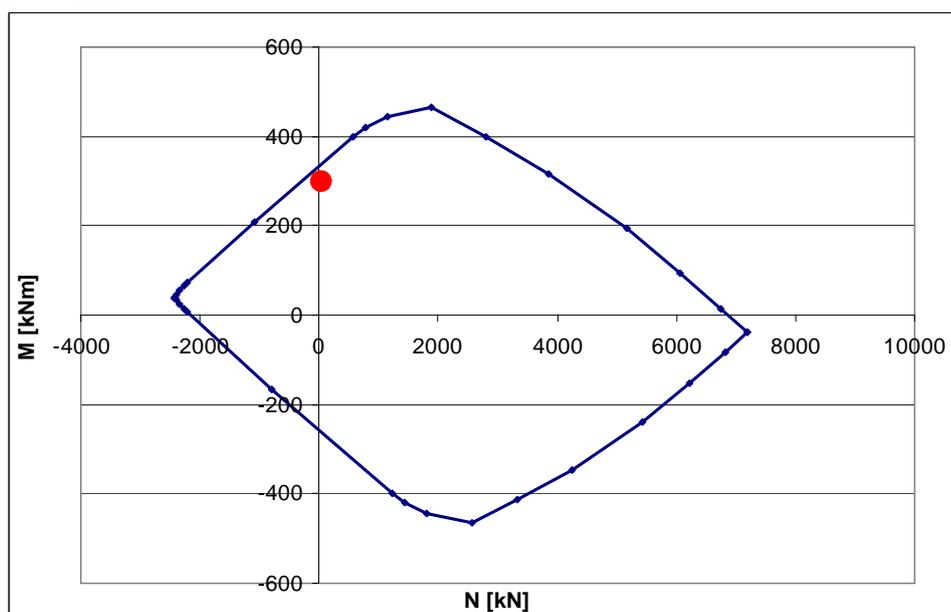
A's = 6.7 ϕ 16 = 1340 mm² As = 6.7 ϕ 16 + 6.7 ϕ 18 = 3052 mm²



Parete laterale - Sezione 10

B = 1000 mm H = 300 mm

A's = 6.7 ϕ 16 + 6,7 ϕ 16 + 3,3 ϕ 18 = 3534 mm² As = 6.7 ϕ 16 + 6,7 ϕ 16 = 2694 mm²



 GENERALI	Rev. 1	Data Marzo 2011	El. A18-9-is300	Pag. n. 61
	Rev. 2	Data Settembre 2012		

10.5. Verifiche a taglio

Secondo quanto riportato nell'EC2 per elementi prevalentemente soggetti a carichi uniformemente distribuiti lo sforzo di taglio non deve essere verificato ad una distanza minore dell'altezza utile della sezione d misurata dalla faccia dell'appoggio. Per le seguenti verifiche si utilizzeranno quindi gli sforzi di taglio a distanza d dall'appoggio.

Soletta superiore - Sezione 1

VERIFICA A TAGLIO SECONDO D.M. 2008 ED EUROCODICE 2 (UNI EN 1992 1-1)

Note e convenzioni

$N > 0 \Rightarrow$ trazione

Dati di input

Rck	35	N/mm ²	
fck	29	N/mm ²	
Valore medio della resistenza a trazione	$f_{cm} = 2,8$	N/mm ²	$= 0.3 \times fck^{(2/3)}$
Coefficiente sicurezza cls	$\gamma_c = 1,5$		
Coefficiente carichi lunga durata	$\alpha_{cc} = 0,85$		
fcd=resistenza di calcolo del cls	fcd = 16,46	N/mm ²	$= \alpha_{cc} \times fck / \gamma_c$
Resistenza caratteristica di snervamento acciaio	$f_{yk} = 450$	N/mm ²	
Coefficiente sicurezza acciaio	$\gamma_s = 1,15$		
Snervamento di calcolo acciaio	$f_{yd} = 391$	N/mm ²	$= f_{yd} / \gamma_s$
Forza di taglio di calcolo	$V_{sd} = 144$	kN	
Forza assiale di calcolo	$N_{sd} = 0$	kN	
Larghezza sezione	$b_w = 100$	cm	
altezza della sezione	$H = 30$	cm	
Copriferro	$c = 3$	cm	
Diametro barre superiori	$\phi_2 = 16$	mm	(armatura compressa)
Diametro barre inferiori	$\phi_1 = 16$	mm	(armatura tesa)
Diametro staffe	$\phi_{st} = 0$	mm	
Numero di barre superiori	$N_2 = 6,7$		
Numero di barre inferiori	$N_1 = 6,7$		
altezza utile della sezione	$d = 26,2$	cm	

Resistenza di calcolo dell'elemento senza armatura a taglio: V_{rd1} (rif. cap. 4.1.2.1.3.1 del D.M. 2008)

$V_{rd1} = \{ [0.18 \times k \times (100 \times \rho_1 \times fck)^{(1/3)} / \gamma_c] + 0.15 \times \sigma_{cp} \} \times (b_w \times d)$
 con $V_{rd1} \geq V_{rd1min} = \{ V_{min} + 0.15 \times \sigma_{cp} \} \times (b_w \times d)$

$K = 1 + (200 / d)^{0.5} < 2.00$
 $V_{min} = 0.035 \times K^{1.5} \times fck^{0.5}$

$K = 1,87$
 $V_{min} = 0,48$ N/mm²

$\rho_1 = A_{s1} / (b_w \times d) \leq 0.02$

A_{s1} = area delle armature di trazione che si estendono non meno di $d + l_{bnet}$ oltre la sezione considerata

$A_{s1} = 13,47$ cm² = 1347 mm²
 $\rho_1 = 0,0051$

$\sigma_{cp} = -N_{sd} / A_c \leq 0.2 f_{cd}$

$\sigma_{cp} = 0,00$ N/mm²

$V_{rd1} = 145$	kN	OK! - VERIFICA SODDISFATTA
$V_{rdmin} = 127$	kN	
$V_{rd1} = 145$	kN	

Soletta inferiore - Sezione 7

VERIFICA A TAGLIO SECONDO D.M. 2008 ED EUROCODICE 2 (UNI EN 1992 1-1)

Note e convenzioni

N > 0 => trazione

Compilare le celle in azzurro

Dati di input

Rck		35	N/mm ²	
fck		29	N/mm ²	
Valore medio della resistenza a trazione	$f_{ctm} =$	2,8	N/mm ²	= 0.3 x fck ^(2/3)
Coefficiente sicurezza cis	$\gamma_c =$	1,5		
Coefficiente carichi lunga durata	$\alpha_{cc} =$	0,85		
fcd=resistenza di calcolo del cis	$f_{cd} =$	16,46	N/mm ²	= $\alpha_{cc} \times f_{ctm} / \gamma_c$
Resistenza caratteristica di snervamento acciaio	$f_{yk} =$	450	N/mm ²	
Coefficiente sicurezza acciaio	$\gamma_s =$	1,15		
Snervamento di calcolo acciaio	$f_{yd} =$	391	N/mm ²	= f_{yk} / γ_s
Forza di taglio di calcolo	$V_{sd} =$	248	kN	
Forza assiale di calcolo	$N_{sd} =$	0	kN	
Larghezza sezione	$b_w =$	100	cm	= 1000 mm
altezza della sezione	$H =$	40	cm	= 400 mm
Copriferro	$c =$	3	cm	
Diametro barre superiori	$\phi_2 =$	16	mm	(armatura compressa)
Diametro barre inferiori	$\phi_1 =$	20,5	mm	(armatura tesa)
Diametro staffe	$\phi_{st} =$	18	mm	
Numero di barre superiori	$N_2 =$	6,7		
Numero di barre inferiori	$N_1 =$	6,7		
altezza utile della sezione	$d =$	34,175	cm	= 341,75 mm

Resistenza di calcolo dell'elemento senza armatura a taglio: Vrd1 (rif. cap. 4.1.2.1.3.1 del D.M. 2008)

$V_{rd1} = \{ [0.18 \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{1/3} / \gamma_c] + 0.15 \times \alpha_{cp} \} \times (b_w \times d)$
con $V_{rd1} \geq V_{rd1min} = \{ V_{min} + 0.15 \times \alpha_{cp} \} \times (b_w \times d)$

$K = 1 + (200 / d)^{0.5} < 2.00$

$V_{min} = 0.035 \times K^{1.5} \times f_{ck}^{0.5}$

$K = 1,76$
 $V_{min} = 0,44$ N/mm²

$\rho_1 = A_{s1} / (b_w \times d) \leq 0.02$

A_{s1} = area delle armature di trazione che si estendono non meno di $d + H_{bet}$ oltre la sezione considerata

$A_{s1} = 22,11$ cm² = 2211,426 mm²
 $\rho_1 = 0,0065$

$\alpha_{cp} = -N_{sd} / A_{cs} \leq 0.2 f_{cd}$

$\alpha_{cp} = 0,00$ N/mm²

Vrd1 =	192	kN
Vrdmin =	151	kN
Vrd1 =	192	kN

OCCORRE ARMARE A TAGLIO

Resistenza di calcolo dell'elemento con armatura a taglio (rif. cap. 4.1.2.1.3.2 del D.M. 2008)

Verifica delle bielle compresse: Vrcd

$V_{rcd} = [0.9 \times d \times b_w \times \alpha_{cc} \times f_{cd} \times (\cotg \alpha + \cotg \theta)] / [1 + (\cotg \theta)^2]$

Definizione del coefficiente maggiorativo α_{cc}

$\alpha_{cp} < 0,00$	\Rightarrow	$\alpha_{cc} = 1$	membrature non compresse
$0,00 \leq \alpha_{cp} < 4,12$	\Rightarrow	$\alpha_{cc} = 1,00$	↓
$4,12 \leq \alpha_{cp} < 8,23$	\Rightarrow	$\alpha_{cc} = 1,25$	
$8,23 \leq \alpha_{cp} < 16,46$	\Rightarrow	$\alpha_{cc} = 2,50$	

Essendo

$\alpha_{cp} = 0,00$ N/mm² si assume quindi $\alpha_{cc} = 1$

Resistenza a compressione ridotta
Angolo di inclinazione dell'armatura a taglio

$f_{cd} = 8,23$ N/mm² = 0.5 x fcd
 $\alpha = 45^\circ$ (45° per ferri piegati e 90° per staffe)
 $\alpha = 0,79$ rad

Angolo di inclinazione dei puntoni compressi

$\theta = 28^\circ$ (compreso tra 21.8° e 45°)
 $\theta = 0,49$ rad

Vrcd =	1607,37	kN
--------	---------	----

OK! - VERIFICA SODDISFATTA

Verifica dell'armatura a taglio: Vrsd

$V_{rsd} = 0.9 \times d \times (A_{sw} / s) \times f_{yd} \times (\cotg \alpha + \cotg \theta) \times \sin \alpha$

Passo delle staffe

$s = 100$ cm = 1000 mm

Diametro staffe

$\phi_{st} = 18$ mm

Braccia resistenti

$n = 6,70$

Area armatura a taglio

$A_{sw} = 17,05$ cm² = 1705 mm²

Percentuale minima di armatura

$\rho_{w,min} = 0,0010$ mm = 0.08 x (Fck^{0.5}) / Fyk

Area minima di armatura a taglio

$A_{w,min} = 677,54$ mm² = $\rho_{w,min} \times s \times B_w \times \sin \alpha$ (EC2-Par.9.2.2)

Vrsd =	417,99	kN
--------	--------	----

OK! - VERIFICA SODDISFATTA

Setto laterale - Sezione 10

VERIFICA A TAGLIO SECONDO D.M. 2008 ED EUROCODICE 2 (UNI EN 1992 1-1)

Note e convenzioni

$N > 0 \Rightarrow$ trazione

Compilare le celle in azzurro

Dati di input

Rck		35 N/mm ²	
fck		29 N/mm ²	
Valore medio della resistenza a trazione	$f_{dm} =$	2,8 N/mm ²	$= 0.3 \times f_{ck}^{2/3}$
Coefficiente sicurezza cis	$\gamma_c =$	1,5	
Coefficiente carichi lunga durata	$\alpha_{cc} =$	0,85	
fcd=resistenza di calcolo del cls		16,46 N/mm ²	$= \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c$
Resistenza caratteristica di snervamento acciaio	$f_{yk} =$	450 N/mm ²	
Coefficiente sicurezza acciaio	$\gamma_s =$	1,15	
Snervamento di calcolo acciaio	$f_{yd} =$	391 N/mm ²	$= f_{yk} / \gamma_s$
Forza di taglio di calcolo	$V_{sd} =$	253 kN	
Forza assiale di calcolo	$N_{sd} =$	0 kN	
Larghezza sezione	$b_w =$	100 cm	$= 1000$ mm
altezza della sezione	$H =$	30 cm	$= 300$ mm
Copriferro	$c =$	3 cm	
Diametro barre superiori	$\phi_2 =$	16 mm	(armatura compressa)
Diametro barre inferiori	$\phi_1 =$	20,5 mm	(armatura tesa)
Diametro staffe	$\phi_{st} =$	18 mm	
Numero di barre superiori	$N_2 =$	6,7	
Numero di barre inferiori	$N_1 =$	6,7	
altezza utile della sezione	$d =$	24,175 cm	$= 241,75$ mm

Resistenza di calcolo dell'elemento senza armatura a taglio: Vrd1 (rif. cap. 4.1.2.1.3.1 del D.M. 2008)

$V_{rd1} = \{ [0.18 \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck}^{1/3}) / \gamma_c] + 0.15 \times \alpha_{cp} \} \times (b_w \times d)$
con $V_{rd1} \geq V_{rd1min} = \{ V_{min} + 0.15 \times \alpha_{cp} \} \times (b_w \times d)$

$K = 1 + (200 / d)^{0.5} < 2.00$
 $V_{min} = 0.035 \times K^{1.5} \times f_{ck}^{0.5}$

$K = 1,91$
 $V_{min} = 0,50$ N/mm²

$\rho_1 = A_{s1} / (b_w \times d) \leq 0.02$

A_{s1} = area delle armature di trazione che si estendono non meno di $d + b_{net}$ oltre la sezione considerata

$A_{s1} = 22,11$ cm² = 2211,426 mm²
 $\rho_1 = 0,0091$

$\alpha_{cp} = -N_{sd} / A_{cs} \leq 0.2f_{cd}$

$\alpha_{cp} = 0,00$ N/mm²

$V_{rd1} =$	165 kN	
$V_{rdmin} =$	120 kN	
$V_{rd1} =$	165 kN	OCCORRE ARMARE A TAGLIO

Resistenza di calcolo dell'elemento con armatura a taglio (rif. cap. 4.1.2.1.3.2 del D.M. 2008)

Verifica delle bielle compresse: Vrcd

$V_{rcd} = [0.9 \times d \times b_w \times \alpha_c \times f_{cd} \times (\cotg \alpha + \cotg \theta)] / [1 + (\cotg \theta)^2]$

Definizione del coefficiente maggiorativo α_c

0,00	$\leq \alpha_{cp} <$	0,00	\Rightarrow	$\alpha_c =$	1,00	1 membrature non compresse
4,12	$\leq \alpha_{cp} <$	8,23	\Rightarrow	$\alpha_c =$	1,25	↓ membrature fortemente compresse
8,23	$< \alpha_{cp} <$	16,46	\Rightarrow	$\alpha_c =$	2,50	

Essendo

$\alpha_{cp} = 0,00$ N/mm² si assume quindi $\alpha_c = 1$

Resistenza a compressione ridotta
Angolo di inclinazione dell'armatura a taglio

$f_{cd} = 8,23$ N/mm² = $0.5 \times f_{cd}$
 $\alpha = 45^\circ$ (45° per ferri piegati e 90° per staffe)
 $\alpha = 0,79$ rad

Angolo di inclinazione dei puntoni compressi

$\theta = 28^\circ$ (compreso tra 21.8° e 45°)
 $\theta = 0,49$ rad

$V_{rcd} =$	1137,03 kN	OK! - VERIFICA SODDISFATTA
-------------	------------	----------------------------

Verifica dell'armatura a taglio: Vrsd

$V_{rsd} = 0.9 \times d \times (A_{sw} / s) \times f_{yd} \times (\cotg \alpha + \cotg \theta) \times \sin \alpha$

Passo delle staffe

$s = 100$ cm = 1000 mm

Diametro staffe

$\phi_{st} = 18$ mm

Braccia resistenti

$n = 6,70$

Area armatura a taglio

$A_{sw} = 17,05$ cm² = 1705 mm²

Percentuale minima di armatura

$\rho_{w,min} = 0,0010$ mm = $0.08 \times (F_{ck}^{0.5}) / F_{yk}$

Area minima di armatura a taglio

$A_{w,min} = 677,54$ mm² = $\rho_{w,min} \times s \times B_w \times \sin \alpha$ (EC2-Par.9.2.2)

$V_{rsd} =$	295,68 kN	OK! - VERIFICA SODDISFATTA
-------------	-----------	----------------------------

10.6. Verifiche di fessurazione

Le verifiche a fessurazione si effettuano solo per le sezioni più significative.

Soletta inferiore – Sezione 9

STATO LIMITE DI APERTURA DELLE FESSURE - Rif. UNI EN 1992-1-1: 2005 Par. 7.3

Geometria della sezione	h	400 [mm]
Altezza della sezione	d	1000 [mm]
Larghezza della sezione	b	370 [mm]
Altezza utile della sezione	d'	30 [mm]
Distanza tra asse armatura e lembo compresso	c	30 [mm]
Ricopimento dell'armatura	C	30 [mm]
Armatura tesa ordinaria		
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	n ₁₁	6,67 [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	φ ₁₁	16 [mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A _{s11}	1341 [mm ²]
Armatura tesa di inieffimento		
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	n ₁₂	6,67 [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	φ ₁₂	18 [mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A _{s12}	1697 [mm ²]

Caratteristiche dei materiali	f _{ck}	35 [MPa]
Resistenza caratteristica cilindrica del calcestruzzo	f _{cm}	3,2 [MPa]
Resistenza a trazione media del calcestruzzo	E _{cm}	34077 [MPa]
Modulo di elasticità del calcestruzzo	f _{yk}	450 [MPa]
Resistenza a snervamento dell'acciaio	E _s	200000 [MPa]
Modulo di elasticità dell'acciaio		

$f_{cm} = 0,30 \times f_{ck}^{0,66} \leq C50/60$
 $f_{cm} = 2,12 \times \ln[1 + (f_{ck}/10)] > C50/60$
 $E_{cm} = 22 [(f_{cm}/10)^{0,3}]$

DETERMINAZIONE DELL'AMPIEZZA DELLE FESSURE	σ _s	109,7 [MPa]
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	s _{cr}	13,25 [mm]
Asse neutro della sezione		
Tipo e durata dei carichi applicati		Lunga
Coefficiente di omogeneizzazione	α _c	5,97 [-]
Area totale delle armature presenti nella zona tesa	A _s	3038 [mm ²]
Area efficace tesa di calcestruzzo	A _{ce11}	75000 [mm ²]
	A _{ce12}	128913 [mm ²]
	A _{ce13}	200000 [mm ²]
	A _{ce,max}	75000 [mm ²]

$A_{ce,eff}$ è l'area efficace di calcestruzzo teso attorno all'armatura ordinaria o a quella di precompressione di altezza, h_{ce,eff} dove h_{ce,eff} è il minore tra 2,5 (h-d), (h-x)/3 o h/2 (vedere figura 7.1):

Area tesa efficace (casi tipici)		
Legenda		
a) Trave		
A: Livello del baricentro dell'acciaio		
B: Area tesa efficace, A _{ce,eff}		
b) Piastra		
A: Area tesa efficace, A _{ce,eff}		
c) Elemento in trazione		
B: Area tesa efficace di estradosso, A _{ce,eff}		
C: Area tesa efficace di intradosso, A _{ce,eff}		

Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso: $\rho_{p,eff} = 0,04051 [-]$
 Resistenza efficace media del calcestruzzo: $f_{cp,eff} = 3,2 [MPa]$
 Fattore di durata del carico: $k_1 = 0,4 [-]$
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e nel cls
 $[\sigma_{sm} - \epsilon_{cm}]_{in} = 0,000311 [-]$
 $[\sigma_{sm} - \epsilon_{cm}]_{acc} = 0,000322 [-]$
 $[\sigma_{sm} - \epsilon_{cm}] = 0,000322 [-]$

Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri): $s = 150 [mm]$
 Diametro equivalente delle barre: $\phi_{eq} = 17,06 [mm]$
 Spaziatura massima di riferimento: $s_{max,r} = 192,6471 [mm]$
 Coefficienti k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione:
 $k_1 = 0,800 [-]$
 $k_2 = 1,000 [-]$
 $k_3 = 3,400 [-]$
 $k_4 = 0,425 [-]$

Distanza massima tra le fessure
 $S_{p,max,1} = 245 [mm]$
 $S_{p,max,2} = 503 [mm]$
 $S_{p,max} = 245 [mm]$

Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo pertinente
 $w_{k,lim} = 0,30 [mm]$
Ampiezza delle fessure (di calcolo)
 $w_k = 0,33 [mm]$

$w_k = S_{p,max} (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$

$\rho_{p,eff} = (A_s + s_1^2 A_p) / A_{ce,eff}$
 $\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_1 \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_c \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s}$
 $\phi_{eq} = \frac{n_1 \phi_1^2 + n_2 \phi_2^2}{n_1 \phi_1 + n_2 \phi_2}$
 k_1 è un coefficiente che tiene conto delle proprietà di aderenza dell'armatura aderente:
 = 0,8 per barre ad aderenza migliorata,
 = 1,6 per barre con una superficie effettivamente liscia (per esempio, armatura di precompressione);
 k_2 è un coefficiente che tiene conto della distribuzione delle deformazioni:
 = 0,5 per flessione,
 = 1,0 per trazione pura.
 In caso di trazione eccentrica, o per singole parti di sezione, si raccomanda di utilizzare valori intermedi di k_2 , che possono essere calcolati con la relazione:
 $k_2 = (c_1 + c_2) / 2c_1$ (7.13)
 dove c_1 ed c_2 sono rispettivamente la più grande e la più piccola deformazione di trazione alle estremità della sezione considerata, calcolate per sezione fessurata.
 I valori di k_1 e k_2 da adottare in uno Stato possono essere reperiti nella sua appendice nazionale. I valori raccomandati sono rispettivamente 3,4 e 0,425.
 $S_{p,max} = k_3 C + k_1 k_2 k_4 \phi / \rho_{p,eff}$
 $S_{p,max} = 1,3 (h - x)$

prospetto 7.10 Valori raccomandati di w_{max} (mm)

Classe di esposizione	Elementi di calcestruzzo armato normale e precompresso con cavi non aderenti	Elementi precompressi con cavi aderenti
X0, XC1	Combinazione di carico quasi-permanente	Combinazione di carico frequente
XC2, XC3, XC4	0,4 ¹	0,2
XD1, XD2, XS1, XS2, XS3	0,3	0,2 ²
		Decompressione

Nota 1 Per le classi di esposizione X0, XC1, l'ampiezza delle fessure non influenza la durabilità e questo limite è posto per garantire un aspetto accettabile. In assenza di requisiti relativi all'aspetto questo limite può essere mitigato.
 Nota 2 Per queste classi di esposizione, inoltre, si raccomanda che la decompressione sia verificata sotto la combinazione di carico quasi-permanente.

Tabella 4.1.III - Descrizione delle condizioni ambientali

CONDIZIONI AMBIENTALI	CLASSE DI ESPOSIZIONE
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Tabella 4.1.IV - Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

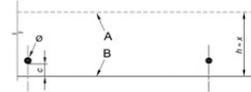
Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura	
			Sensibile	Poco sensibile
a	Ordinarie	frequente	Stato limite	w _d
			ap. fessure	≤ w _d
b	Aggressive	frequente	Stato limite	w _d
			ap. fessure	≤ w _d
c	Molto aggressive	quasi permanente	decompressione	ap. fessure
			formazione fessure	≤ w _d
		quasi permanente	decompressione	ap. fessure
			decompressione	≤ w _d

w₁, w₂, w₃ sono definiti al § 4.1.2.2.4.1, il valore di calcolo w_d è definito al § 4.1.2.2.4.6.

Setto laterale – Sezione 10

STATO LIMITE DI APERTURA DELLE FESSURE – Rif. UNI EN 1992-1-1: 2005 art.7.3

Geometria della sezione	
Altezza della sezione	h 300 [mm]
Larghezza della sezione	b 1000 [mm]
Altezza utile della sezione	d 270 [mm]
Distanza tra asse armatura e lembo compresso	d' 30 [mm]
Ricoprimento dell'armatura	c 30 [mm]
Armatura tesa ordinaria	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	n_{t1} 6,67 [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	ϕ_{t1} 18 [mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A_{st1} 1341 [mm ²]
Armatura tesa di infilamento	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	n_{t2} 3,3 [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	ϕ_{t2} 18 [mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A_{st2} 840 [mm ²]
Caratteristiche dei materiali	
Resistenza caratteristica cilindrica del calcestruzzo	f_{ck} 35 [MPa]
Resistenza a trazione media del calcestruzzo	f_{ctm} 3,2 [MPa]
Modulo di elasticità del calcestruzzo	E_{cm} 34077 [MPa]
Resistenza a snervamento dell'acciaio	f_{yk} 450 [MPa]
Modulo di elasticità dell'acciaio	E_s 200000 [MPa]



$$f_{cm} = 0,30 \times f_{ck}^{(0,75)} \leq C50/60$$

$$f_{cm} = 2,12 \times \ln[1 + (f_{ck}/10)] > C50/60$$

$$E_{cm} = 22 [(f_{cm})/10]^{0,3}$$

DETERMINAZIONE DELL'AMPIEZZA DELLE FESSURE

Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata

Asse neutro della sezione

Tipo e durata dei carichi applicati

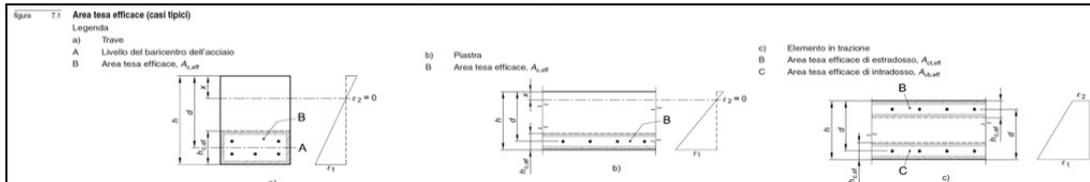
Coefficiente di omogeneizzazione

Area totale delle armature presenti nella zona tesa

Area efficace tesa di calcestruzzo

σ_s	111,3 [MPa]
w_{k1}	12,42 [mm]
Lunga	
σ_{se}	5,87 [-]
A_s	2181 [mm ²]
A_{st1}	75000 [mm ²]
A_{st2}	95860 [mm ²]
A_{stn}	150000 [mm ²]
$A_{ct,ten}$	75000 [mm ²]

$A_{ct,eff}$ è l'area efficace di calcestruzzo teso attorno all'armatura ordinaria o a quella di precompressione di altezza $h_{ct,eff}$ dove $h_{ct,eff}$ è il minore tra $2,5(h-d)$, $(h-x)/3$ o $h/2$ (vedere figura 7.1);



Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso

Resistenza efficace media del calcestruzzo

Fattore di durata del carico

Differenza tra la deformazione nell'acciaio e nel cs

Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri)

Diametro equivalente delle barre

Spaziatura massima di riferimento

 Coefficienti k_i per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione

Distanza massima tra le fessure

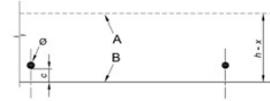
Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo pertinente

Ampiezza delle fessure (di calcolo)
 $w_k = S_{r,max} (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$

Setto laterale – Sezione 12

STATO LIMITE DI APERTURA DELLE FESSURE – Rif. UNI EN 1992-1-1:2005 Par.7.8

Geometria della sezione	
Altezza della sezione	h = 300 [mm]
Larghezza della sezione	b = 1000 [mm]
Altezza utile della sezione	d = 270 [mm]
Distanza tra asse armatura e lembo compresso	a = 30 [mm]
Ricoprimento dell'armatura	c = 30 [mm]
Armatura tesa ordinaria	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	n _{st1} = 6,67 [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	φ _{st1} = 16 [mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A _{st1} = 1341 [mm ²]
Armatura tesa di inaffievolimento	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	n _{st2} = 0 [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	φ _{st2} = 0 [mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A _{st2} = 0 [mm ²]



Caratteristiche dei materiali	
Resistenza caratteristica cilindrica del calcestruzzo	f _{ck} = 35 [MPa]
Resistenza a trazione media del calcestruzzo	f _{ctm} = 3,2 [MPa]
Modulo di elasticità del calcestruzzo	E _{cm} = 34077 [MPa]
Resistenza a snervamento dell'acciaio	f _{yk} = 450 [MPa]
Modulo di elasticità dell'acciaio	E _s = 200000 [MPa]

$$f_{sm} = 0,30 \times f_{yk}^{(0,9)} \leq C50/60$$

$$f_{sm} = 2,12 \times \ln[1 + (f_{sm}/10)] > C50/60$$

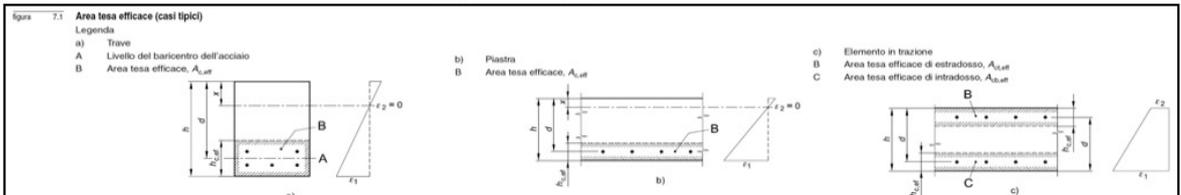
$$E_{cm} = 22 [(f_{cm})/10]^{0,3}$$

DETERMINAZIONE DELL'AMPIEZZA DELLE FESSURE

Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata
 Asse neutro della sezione
 Tipo e durata dei carichi applicati
 Coefficiente di omogeneizzazione
 Area totale delle armature presenti nella zona tesa
 Area efficace tesa di calcestruzzo

σ _s	164 [MPa]
x	8,35 [mm]
σ _e	5,87 [-]
A _s	1341 [mm ²]
A _{ctm1}	75000 [mm ²]
A _{ctm2}	97217 [mm ²]
A _{ctm3}	150000 [mm ²]
A _{ctm4}	75000 [mm ²]

A_{ct,eff} è l'area efficace di calcestruzzo teso attorno all'armatura ordinaria o a quella di precompressione di altezza, h_{ct,eff}, dove h_{ct,eff} è il minore tra 2,5 (h-d), (h-x)/3 o h/2 (vedere figura 7.1):



Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso	ρ _{st,eff} = 0,01768 [-]	
Resistenza efficace media del calcestruzzo	f _{ct,eff} = 3,2 [MPa]	
Fattore di durata del carico	k ₁ = 0,4 [-]	
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e nel cls	[ε _{sm} - ε _{cm}] _{lim}	0,000492 [-]
	[ε _{sm} - ε _{cm}] _{cal}	0,000423 [-]
	[ε _{sm} - ε _{cm}]	0,000492 [-]

$$\rho_{p,eff} = (A_s + A_p) / A_{ct,eff}$$

$$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_1 \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_{ef} / \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s}$$

Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri)	s = 150 [mm]	
Diametro equivalente delle barre	φ _{eq} = 16,00 [mm]	
Spaziatura massima di riferimento	s _{max,ref} = 190 [mm]	
Coefficienti k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione	k ₁	0,800 [-]
	k ₂	1,000 [-]
	k ₃	3,400 [-]
	k ₄	0,425 [-]
Distanza massima tra le fessure	s _{r,max,1}	405 [mm]
	s _{r,max,2}	379 [mm]
	s _{r,max,3}	406 [mm]

$$\phi_{eq} = \frac{n_1 \phi_1^2 + n_2 \phi_2^2}{n_1 \phi_1 + n_2 \phi_2}$$

k₁ è un coefficiente che tiene conto delle proprietà di aderenza dell'armatura aderente:
 = 0,8 per barre ad aderenza migliorata,
 = 1,6 per barre con una superficie effettivamente liscia (per esempio, armatura di precompressione);

k₂ è un coefficiente che tiene conto della distribuzione delle deformazioni:
 = 0,5 per flessione,
 = 1,0 per trazione pura.

In caso di trazione eccentrica, o per singole parti di sezione, si raccomanda di utilizzare valori intermedi di k₂, che possono essere calcolati con la relazione:

$$k_2 = (e_1 + e_2) / 2e_1 \quad (7.13)$$

dove e₁ ed e₂ sono rispettivamente la più grande e la più piccola deformazione di trazione alle estremità della sezione considerata, calcolate per sezione fessurata.

Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo pertinente	w _{k,lim} = 0,20 [mm]
Ampiezza delle fessure (di calcolo)	w _k = 0,20 [mm]
	W _k = s _{r,max} (ε _{sm} - ε _{cm})

prospetto 7.1N Valori raccomandati di w _{max} (mm)		
Classe di esposizione	Elementi di calcestruzzo armato normale e precompresso con cavi non aderenti	Elementi precomposti con cavi aderenti
	Combinazione di carico quasi-permanente	Combinazione di carico frequente
X0, XC1	0,4 ¹	0,2
XC2, XC3, XC4		0,2 ²
XD1, XD2, XS1, XS2, XS3	0,3	Decompressione

Nota 1 Per le classi di esposizione X0, XC1, l'ampiezza delle fessure non influenza la durabilità e questo limite è posto per garantire un aspetto accettabile. In assenza di requisiti relativi all'aspetto questo limite può essere mitigato.
 Nota 2 Per queste classi di esposizione, inoltre, si raccomanda che la decompressione sia verificata sotto la combinazione di carico quasi-permanente.

Tabella 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali

CONDIZIONI AMBIENTALI	CLASSE DI ESPOSIZIONE
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Tabella 4.1.IV – Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w _d	Stato limite	w _d
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	≤ w ₂	ap. fessure	≤ w ₃
		quasi permanente	ap. fessure	≤ w ₁	ap. fessure	≤ w ₂
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	≤ w ₁	ap. fessure	≤ w ₂
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	≤ w ₁
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	≤ w ₁
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	≤ w ₁

w₁, w₂, w₃ sono definiti al § 4.1.2.2.4.1, il valore di calcolo w_d è definito al § 4.1.2.2.4.6.