



Finanziato
dall'Unione europea
Next Generation EU



MIT
MINISTERO
DELLE INFRASTRUTTURE
E DEI TRASPORTI



Italiadomani
PIANO NAZIONALE
DI RIPRESA E RESILIENZA



Comune
di Padova



APS Holding S.p.A.



Comune
di Vigonza



Comune
di Rubano

IL RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO
Dott. Ing. Diego Galiazzo

NGEU PNRR M2C214.2 - MISSIONE 2 - COMPONENTE 2 - INVESTIMENTO 4.2 -
SVILUPPO TRASPORTO RAPIDO DI MASSA - REALIZZAZIONE DELLA LINEA
TRANVIARIA SIR 2

CIG B67BB4F3ED - CUP H94I19000130004

PERIZIA DI VARIANTE N°2

LOTTO EST - STRALCIO PONTE DI BRENTA

LOTTO OVEST - STRALCIO CENTRO

COMMITTENTE:

APS Holding S.p.A.

R.U.P.:

Dott. Ing. Diego GALIAZZO

IMPRESA APPALTATRICE:



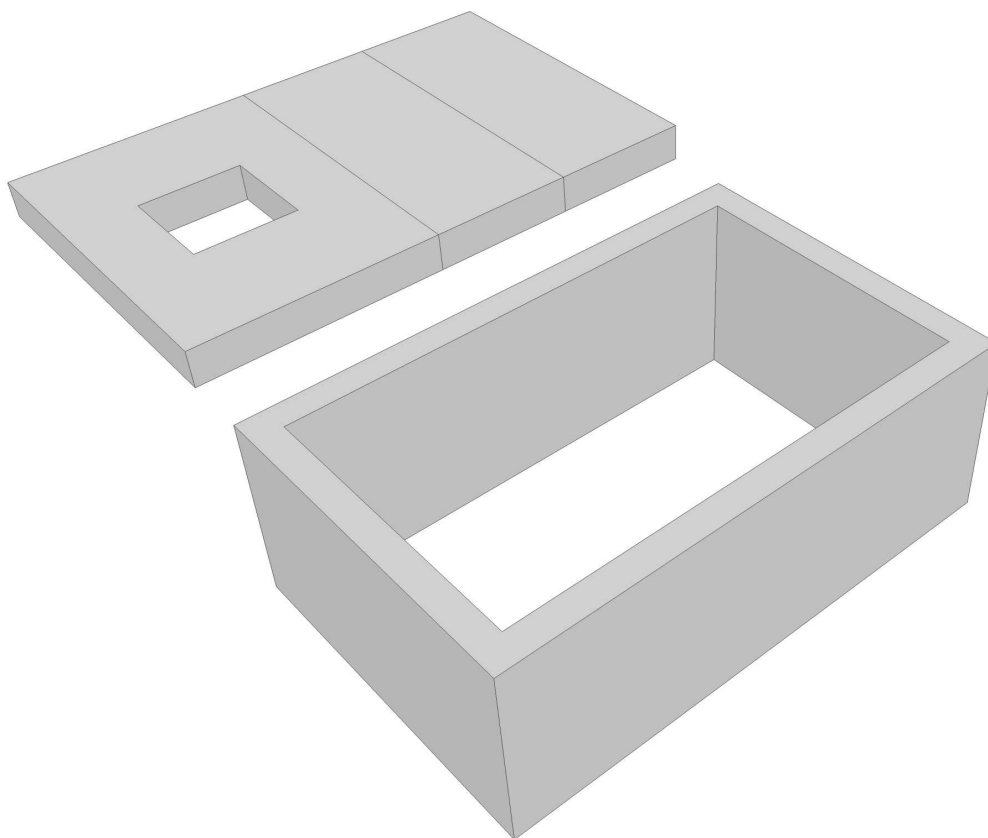
REDATTO DA:



E-Farm engineering & consulting
35010 Peraga di Vigonza (PD) - via Germania, 7
Società con Sistema Qualità
Certificato secondo UNI EN ISO 9001:2008

ADEGUAMENTO SOTTOSERVIZI ACQUEDOTTO E GAS SU INCROCIO VIA MARTIRI DELLA LIBERTÀ Relazione pozzetto ispezione 150x250x100 x15

REVISIONE	DATA	DESCRIZIONE	REDATTO	CONTROLLATO	AUTORIZZATO	ALL. N.
0	Luglio 2026	PRIMA EMISSIONE	EF	EF	EF	PW_2_PV_P_RE_099_0006
						Rif. Progetto Esecutivo:
						Rif. Progetto Costruttivo:
						DATA : LUGLIO 2026



**POZZETTO D'ISPEZIONE 150x250x100
CARICHI 1° CATEGORIA**

Committente:
CAV. CESTARO GUSTAVO S.R.L.
Via A. Meucci, 1
31022 Preganziol (TV)

Release	Descrizione
1.0	Stesura relazione di calcolo

1 SOMMARIO

1	SOMMARIO	3
2	INTRODUZIONE	5
3	NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	6
4	CONVENZIONI E DEFINIZIONI	7
4.1	UNITA' DI MISURA	7
4.2	FORMATO DEI NUMERI	7
4.3	IPOTESI DI BASE	7
4.4	POSA	8
5	MATERIALI	9
5.1	CALCESTRUZZO TIPO C32/40	9
5.2	ACCIAIO TIPO B450C	9
6	ANALISI DEI CARICHI	10
6.1	PESO PROPRIO E TERRENO	10
6.2	SOVRACCARICO STRADALE	10
6.3	SPINTA IN PRESENZA DI SISMA	10
7	METODO DI VERIFICA E COMBINAZIONI DI CARICO	12
7.1	STATI LIMITE ULTIMO (SLU)	12
7.1.1	COMBINAZIONE FONDAMENTALE	12
7.1.2	COMBINAZIONE SISMICA	12
7.2	STATI LIMITE DI ESERCIZIO	12
7.2.1	COMBINAZIONE CARATTERISTICA (RARA)	12
7.2.2	COMBINAZIONE FREQUENTE	12
7.2.3	COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	12
7.3	STATI LIMITE DI FESSURAZIONE	13
7.3.1	COPRIFERRO	13
8	RISULTATI	15
8.1	PARETI POZZETTO	15
8.1.1	DIAGRAMMI SOLLECITAZIONE	15
8.1.2	VERIFICHE DI RESISTENZA	19
8.2	COPERCHIO 130x20	20
8.2.1	DIAGRAMMI SOLLECITAZIONE	20
8.2.2	VERIFICA RESISTENZA	21
8.3	COPERCHIO 75x20	22
8.3.1	DIAGRAMMI SOLLECITAZIONI	22
8.3.2	VERIFICA DI RESISTENZA	24
9	DISEGNO ARMATURA	26

2 INTRODUZIONE

Il calcolo in esame riguarda un pozzetto d'ispezione in calcestruzzo, armato per sopportare carichi stradali di prima categoria e spinte orizzontali di origine sismica.

Il pozzetto è formato da:

- Un elemento scatolare, privo di fondo, dello spessore di cm 15 e aventi dimensioni interne di cm 150 x 250 ed altezza di cm 100.
- Un coperchio formato da tre elementi di cui uno contenente il foro d'ispezione.

Obiettivo di questa relazione è il calcolo e la verifica del solo pozzetto e non del terreno di fondazione. Esistono, infatti, situazioni con terreni di scarsa capacità portante, dove è necessario una adeguata fondazione, ma questo esula lo scopo di questa relazione.

Per il calcolo si utilizzano due modelli: il coperchio è schematizzato come una trave semplicemente appoggiata caricata da carichi di prima categoria; le pareti del pozzetto invece sono modellate con 4 travi incastrate ai nodi, caricate dalle spinte laterali del terreno, dalle spinte dovute ai carichi di prima categoria e dalle spinte sismiche. Nel calcolo della spinta sismica si fa riferimento a condizioni ordinarie, dove vengono considerate le sole masse corrispondenti ai pesi propri ed ai sovracarichi permanenti, considerando nullo il valore quasi permanente delle masse da traffico (vedi NTC §5.1.3.8). Nel calcolo della spinta sismica sono stati scelti i parametri più gravosi d'Italia prendendo i valori a_g e F_0 con prodotto massimo, con il corrispondente coefficiente di amplificazione stratigrafica S_s con il valore massimo ed il coefficiente di amplificazione topografica massimo.

Altre situazioni più gravose non sono considerate e spetta all'impresa che cantierizza l'opera, l'onere di verificare il manufatto. Il calcolo avviene in regime lineare non fessurato. Le verifiche sono condotte con il metodo degli stati limite facendo riferimento ai parametri di sollecitazione ricavati dal modello.

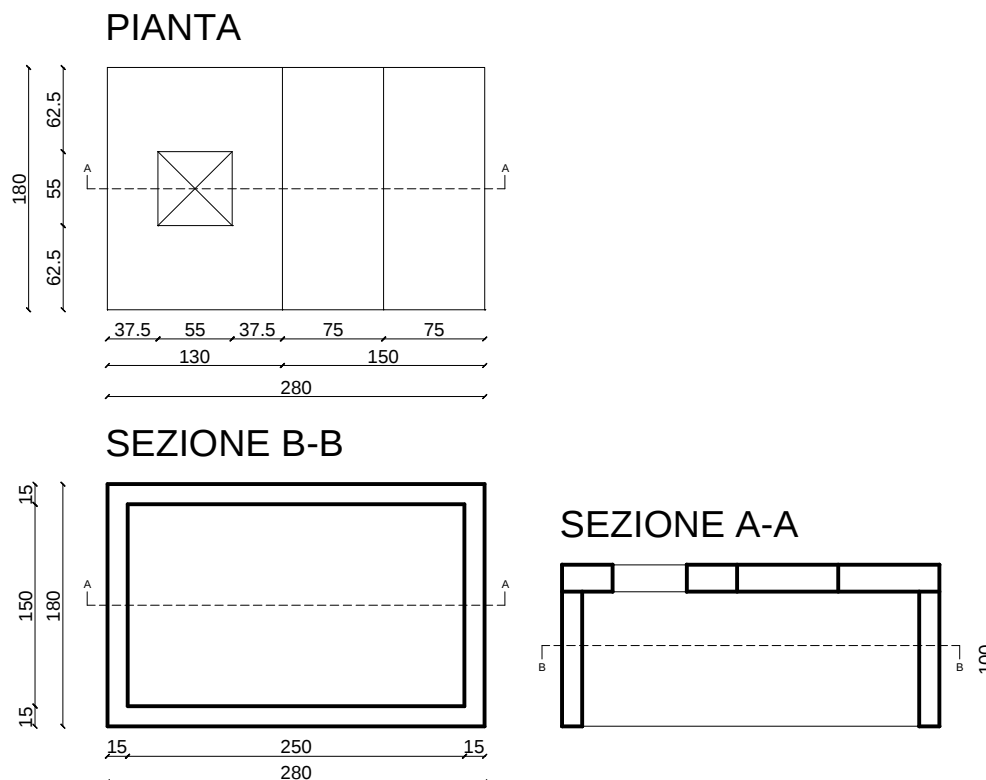


Fig. 1 Geometria del manufatto.

3 NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

Si è fatto riferimento alla seguente normativa:

- D.M. 14.01.2008 - Norme Tecniche per le Costruzioni.
- Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 - Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008.
- UNI EN 1992-1-1:2005 - Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.
- UNI EN 1998-1:2005 - Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici.
- UNI EN 1998-5:2005 - Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.
- UNI EN 13369:2008 - Regole comuni per prodotti prefabbricati di calcestruzzo.

Bibliografia:

- Belluzzi O. - Scienza delle Costruzioni – Zanichelli, Bologna.
- Leonhardt F., Monnig E. - C.a. & c.a.p. calcolo di progetto e tecniche costruttive - Edizioni di Scienza e Tecnica, Milano.
- S.P. Timoshenko, J.N. Goodier – Theory of Elasticity, Third Edition – McGraw H.
- Gavarini C. - Dinamica delle strutture - ESA, Roma.
- Gavarini C. - Ingegneria antisismica - ESA, Roma.
- P. Colombo, F. Colleselli – Elementi di geotecnica - Zanichelli, Bologna.
- Cestelli Guidi C. - Geotecnica e Tecnica delle fondazioni - Roma.
- Zinkiewicz O.C. - The finite Element Method in Engineering Science - McGraw H.
- Klaus-Jürgen Bathe - Finite Element Procedures – Prentice Hall I.E.
- F. Cesari - Introduzione al metodo degli elementi finiti - Pitagora, Bologna.

4 CONVENZIONI E DEFINIZIONI

4.1 UNITA' DI MISURA

Ove non specificato diversamente, nelle procedure di calcolo e di verifica, si utilizzano le seguenti unità di misura:

Lunghezza: mm

Forza: N

Massa: t

Tempo: s

Tensioni MPa

4.2 FORMATO DEI NUMERI

Separatore decimale: . (punto) esempio: 1.21 (uno virgola ventuno)

Separatore migliaia: ' (apice) esempio: 1'200 (milleduecento)

4.3 IPOTESI DI BASE

Si assume che il comportamento del materiale sia di tipo elastico lineare e che gli spostamenti conseguenti all'applicazione dei carichi siano del primo ordine. Le verifiche sono condotte con il metodo degli stati limite.

Il programma utilizzato per le analisi ad elementi finiti è:

- STRAUS7 Release 2.3.7.
- Ludi3 HSH.

4.4 POSA

Lo scavo deve essere abbastanza esteso da garantire un'installazione sicura e permettere la compattazione del materiale di riempimento ai lati del manufatto.

Il fondo dello scavo deve essere libero da irregolarità e di zone limitate troppo rigide o troppo soffici; queste devono essere rimosse e reintegrate con materiali granulari ben compattati.

Il letto di posa deve essere di materiale granulare o calcestruzzo magro di spessore adeguato e adeguatamente livellato. Circostanze particolari, per esempio scarsa capacità portante del terreno, possono indurre ad altre forme di fondazioni.

Valori raccomandati per lo spessore sono i seguenti:

- Fondazione granulare da 150 mm a 200 mm.
- Fondazione di calcestruzzo da 70 a 100 mm.

Quando è presente una fondazione di calcestruzzo, deve essere interposto uno strato di materiale fine, per consentire il livellamento ed evitare il contatto diretto tra le superfici di calcestruzzo.

Il rinterro deve iniziare il più presto possibile dopo la posa del pozzetto. Lo scavo deve essere riempito fino al livello superiore del pozzetto, lavorando alternativamente su entrambi i lati, utilizzando materiali granulari selezionati, compattati con compattatori leggeri o manuali, in strati non eccedenti 200 mm e mantenendo una differenza nel livello di entrambi i lati dell'elemento scatolare non maggiori di 500 mm.

Materiali congelati o organici non sono adatti per il rinterro.

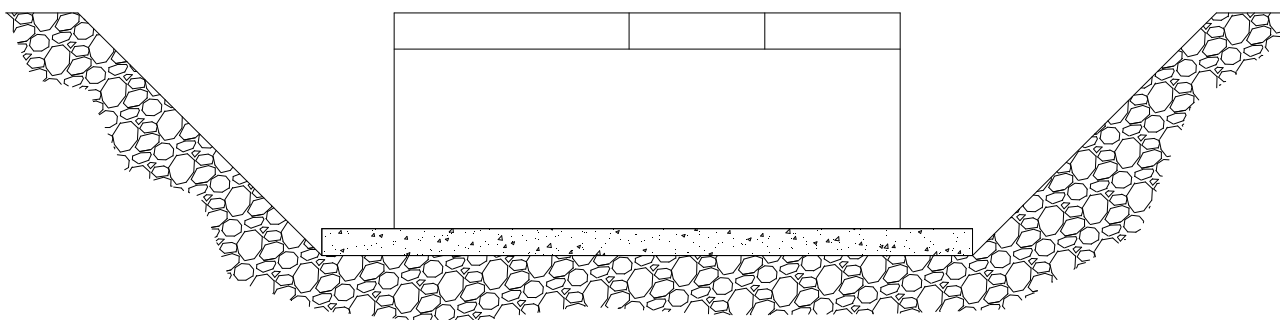


Fig. 2: Sezione tipo

5 MATERIALI

5.1 CALCESTRUZZO TIPO C32/40

Coefficiente di sicurezza	$\gamma_c = 1.5$
Resistenza cubica a compressione	$R_{ck} = 40 \text{ MPa}$
Resistenza caratt. a compressione	$f_{ck} = 0.83 \times R_{ck} = 33.20 \text{ MPa}$
Coeff. riduttivo di lunga durata	$\alpha_{cc} = 0.85$
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c = 22.13 \text{ MPa}$
Resistenza a trazione semplice	$f_{ctm} = 0.30 \times R_{ck}^{2/3} = 3.10 \text{ MPa}$
Fratte 5 della resist. a trazione	$f_{ctk,0.05} = 0.7 \times f_{ctm} = 2.17 \text{ MPa}$
Fratte 95 della resist. a trazione	$f_{ctk,0.95} = 1.3 \times f_{ctm} = 4.03 \text{ MPa}$
Resistenza a trazione per flessione	$f_{ctm} = 1.2 \times f_{ctm} = 3.79 \text{ MPa}$
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} = f_{ctk,0.05} / \gamma_c = 1.45 \text{ MPa}$
Modulo elastico	$E_c = 22'000 \times (f_{cm}/10)^{0.3} = 33'642.78 \text{ MPa}$
Rapporto di Poisson	$\nu = 0.20$
Coefficiente di dilatazione termica	$\alpha = 1 \times 10^{-7} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$

5.2 ACCIAIO TIPO B450C

Coefficiente di sicurezza	$\gamma_s = 1.15$
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} \geq 450.00 \text{ MPa}$
Tensione caratteristica di rottura	$f_{tk} \geq 540.00 \text{ MPa}$
Resistenza di calcolo	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391.30 \text{ MPa}$
Modulo elastico	$E_s = 2.06 \times 10^5 \text{ MPa}$
Allungamento	$A_5 \geq 0.12$

6 ANALISI DEI CARICHI

6.1 PESO PROPRIO E TERRENO

Il peso della struttura di conglomerato, per il quale si assume una densità di $2'500 \text{ kg/m}^3$, è calcolato automaticamente dal programma.

6.2 SOVRACCARICO STRADALE

Le azioni variabili del traffico, comprensive degli effetti dinamici, sono date da 6 schemi di carico come definiti dal D.M. 14.01.2008 nel § 5.1.3.3.

Date le dimensioni del pozzetto il carico più gravoso è dato dallo schema di carico 1.

Per i carichi di 1° categoria si devono considerare :

- Due assi di carichi distanti m. 1.2 con un carico $Q_{1k} = 300 \text{ kN}$ distribuito su due impronte di m. 0.40×0.40 .
- Un carico distribuito $q_{1k} = 9.00 \text{ kN/m}^2$.

La diffusione attraverso lo spessore della soletta si considera avvenire secondo un angolo di 45° , fino al piano medio della soletta del coperchio (vedi Fig. 3).

Al carico di 9.00 kN/m^2 corrisponde una spinta sulle pareti del pozzetto di 3.75 kN/m^2 mentre la spinta del solo terreno è di 3.68 kN/m^2 .

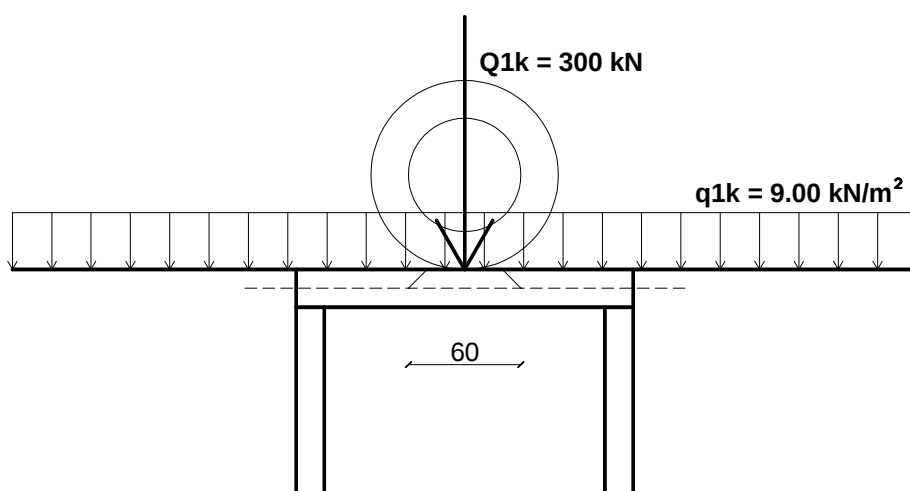


Fig. 3: Carico di 1° categoria, distribuzione a 45° sul coperchio.

6.3 SPINTA IN PRESENZA DI SISMA

L'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico k_h (vedi NTC 2008 - § 7.11.6.2.1, UNI EN 1998-5:2005 – Eurocodice 8 - § E.9):

$$p_h = k_h \cdot \gamma_{terreno} \cdot H^2 = \beta_m \cdot S_S \cdot S_T \cdot \frac{a_g}{g} \cdot \gamma_{terreno} \cdot H^2$$

Nel calcolo della spinta sismica si fa riferimento alle sole masse corrispondenti ai pesi propri ed ai sovracarichi permanenti considerando nullo il valore quasi permanente delle masse da traffico (vedi NTC 2008, §5.1.3.8).

Dati sismici per lo SLU:

- Vita nominale $V_N = 50$ anni.
- Coefficiente d'uso $C_U = 2$.
- Periodo riferimento $V_R = 100$ anni.
- Probabilità di superamento nel periodo di riferimento $V_R = 10\%$
- Tempo di ritorno = 975 anni.
- $a_g = 4.026 \text{ m/s}^2$ (vedi nota 1).
- $F_0 = 2.327$ (vedi nota 1).
- $a_g/g = 0.404$.
- Coefficiente riduzione accelerazione massima $\beta_m = 1$ (per strutture rigide rispetto al terreno. Vedi §7.11.6.2.1 NTC 2008).
- Coefficiente amplificazione stratigrafica $S_S = 1.1262642$ (vedi Tab. 3.2.V della NTC2008).
- Coefficiente amplificazione topografica $S_t = 1.4$ (valore massimo vedi Tab. 3.2.VI NTC 2008).
- H = altezza muro.
- γ_{terreno} = peso specifico terreno.

Spinta orizzontale:

$$\Delta P : 14.48 \text{ kN/m}^2$$

Nota 1: I valori a_g e F_0 sono stati scelti, tra tutti i siti, quelli con prodotto massimo, in modo da avere la massima spinta sismica del terreno (vedi Allegato B - Tabella 1 della NTC 2008).

7 METODO DI VERIFICA E COMBINAZIONI DI CARICO

Per la misura della sicurezza strutturale sono state svolte le seguenti verifiche:

- stato limite ultimo (SLU).
- stato limite delle tensioni di esercizio (SLE RARA, SLE QP).
- stato limite di fessurazione (SLE FREQ, SLE QP)

7.1 STATI LIMITE ULTIMO (SLU)

La verifica che ci interessa è lo stato limite di resistenza della struttura (STR).

7.1.1 COMBINAZIONE FONDAMENTALE

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Dove:

$$\gamma_{G1} = 1.00 \text{ o } 1.35 \text{ (carichi permanenti)}$$

$$\gamma_{G2} = 0.00 \text{ o } 1.50 \text{ (carichi permanenti non strutturali)}^1$$

$$\gamma_{Qi} = 0.00 \text{ o } 1.35 \text{ (carichi variabili da traffico)}$$

⁽¹⁾ Nel caso di carichi compiutamente definiti si possono utilizzare gli stessi coefficienti dei carichi permanenti.

7.1.2 COMBINAZIONE SISMICA

$$E + G_1 + G_2 + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

Dove:

$$\psi_{21} = \psi_{22} = 0.0$$

7.2 STATI LIMITE DI ESERCIZIO

7.2.1 COMBINAZIONE CARATTERISTICA (RARA)

$$G_1 + G_2 + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \dots$$

Dove:

$$\psi_{02} = 0.0$$

7.2.2 COMBINAZIONE FREQUENTE

$$G_1 + G_2 + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} +$$

Dove:

$$\psi_{11} = 0.75$$

$$\psi_{22} = 0.0$$

7.2.3 COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE

$$G_1 + G_2 + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} +$$

Dove:

$$\psi_{21} = \psi_{22} = 0.0$$

7.3 STATI LIMITE DI FESSURAZIONE

Per lo stato limite di fessurazione la misura della sicurezza è correlata alle condizioni ambientali in cui si trova l'elemento oggetto della verifica e alla sensibilità delle armature alla corrosione. Nel caso in esame, per quanto riguarda le condizioni ambientali, si ritiene che l'ambiente sia ordinario (classe di esposizione X0, XC1, XC2, XC3, XF1).

Le armature si considerano poco sensibili alla corrosione.

Si prendono in considerazione le seguenti combinazioni:

- Combinazioni quasi permanenti.
- Combinazioni frequenti.

Per la verifica viene assunto lo stato limite di apertura delle fessure per il quale, sotto la combinazione di azioni prescelta, il valore limite di apertura della fessura, calcolato al livello considerato, deve essere inferiore o al più uguale al valore nominale $w_2 = 0.2$ mm nel caso di combinazione quasi permanente e di $w_3 = 0.3$ mm nel caso di combinazione frequente.

Il valore di calcolo di apertura delle fessure è dato da:

$$w_k = 1.7 w_m$$

con:

$w_m = \varepsilon_{sm} \times s_{rm}$ valore medio dell'apertura calcolata in base alla deformazione media ε_{sm} nel tratto s_{rm} corrispondente alla distanza media tra le fessure.

$s_{rm} = 2 \times (c + s/10) + k_2 + k_3 \times \phi / \rho_r$

c ricoprimento dell'armatura.

s distanza fra le barre.

k_2 coefficiente che caratterizza l'aderenza al calcestruzzo, pari a 0.4 per barre ad aderenza migliorata.

k_3 coefficiente che tiene conto della forma del diagramma delle tensioni prima della fessurazione, pari a 0.125 nel caso di diagramma triangolare di flessione o pressoflessione

ϕ diametro della barra.

ρ_r rapporto geometrico fra l'armatura di acciaio posta nell'area efficace e l'area efficace.

$\varepsilon_{sm} = (\sigma_s / E_s) \times [1 - \beta_1 \times \beta_2 \times (\sigma_{sr} / \sigma_s)^2]$

σ_s tensione nell'acciaio calcolata secondo il metodo n.

σ_{sr} tensione dell'acciaio calcolata secondo il metodo n in corrispondenza al momento M_{cr} .

β_1 coefficiente rappresentativo dell'aderenza acciaio calcestruzzo pari a 1 nel caso di barre ad aderenza migliorata.

β_2 coefficiente che tiene conto delle condizioni di sollecitazione pari a 0.5 nel caso di azioni di lunga durata o nel caso di azioni ripetute.

7.3.1 COPRIFERRO

Con riferimento al § C4.1.6.1.3 della Circolare n° 617 del 2 febbraio 2009 "Istruzioni per l'applicazione delle NTC 2008" al fine della protezione delle armature dalla corrosione il copriferro è dato:

$$c = c_{min} + c_{tol} + c_{qu}$$

dove:

c_{min} copriferro minimo in base al calcestruzzo ed all'ambiente (vedi tabella C4.1.IV).

c_{tol} è la tolleranza di posa pari a 10 mm.

c_{qu} per elementi sottoposto a controllo di qualità con verifica dei copriferri vale -5mm
negli altri casi vale 0 mm.

Quindi per il pozzetto 130x20:

$$c = 20 + 10 + 0 = 30 \text{ mm}$$

per il pozzetto 75x20:

$$c = 25 + 10 + 0 = 35 \text{ mm}$$

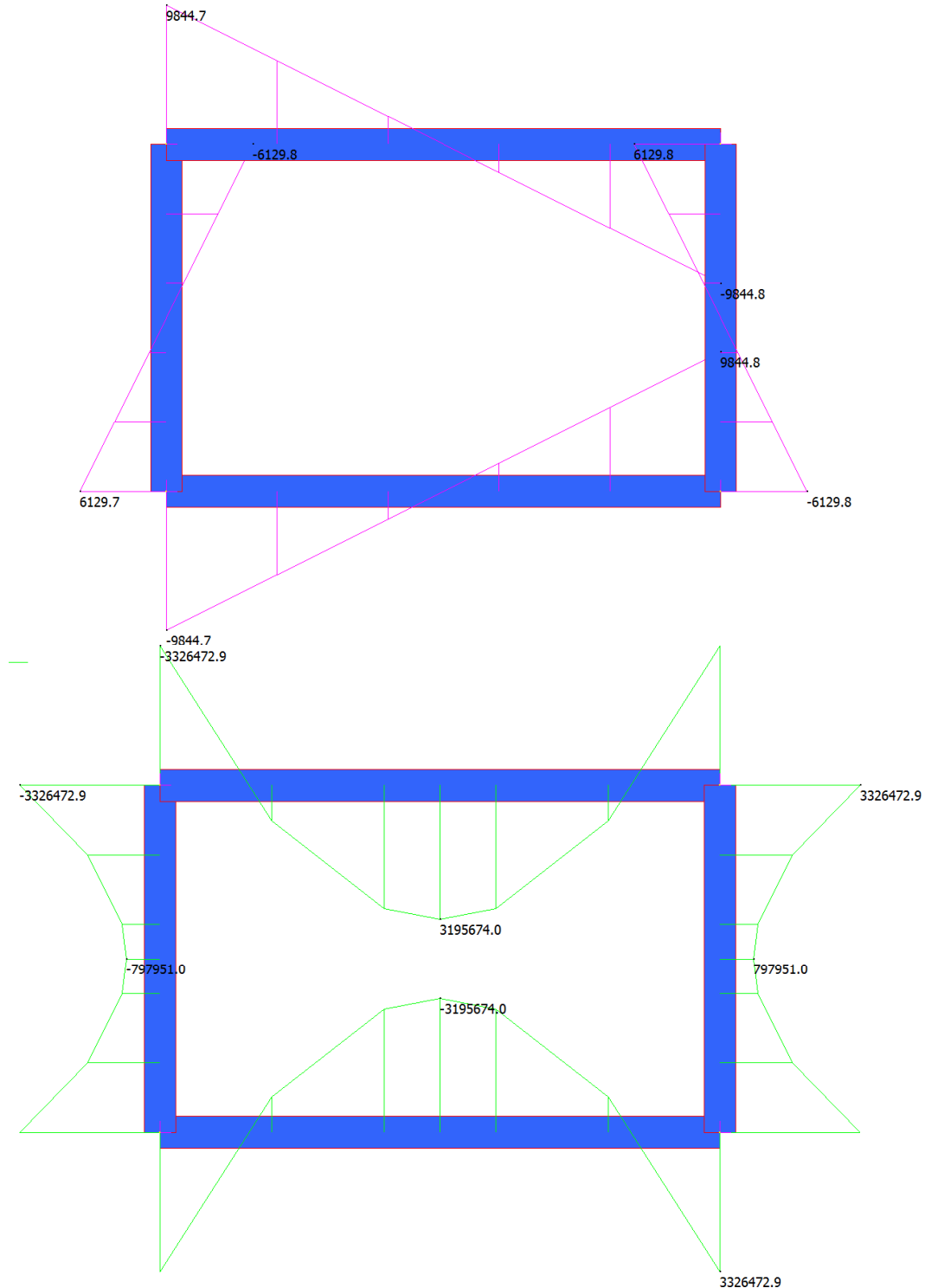
8 RISULTATI

Si riportano di seguito i diagrammi delle sollecitazioni di taglio e momento, per le varie combinazioni e le verifiche di resistenza.

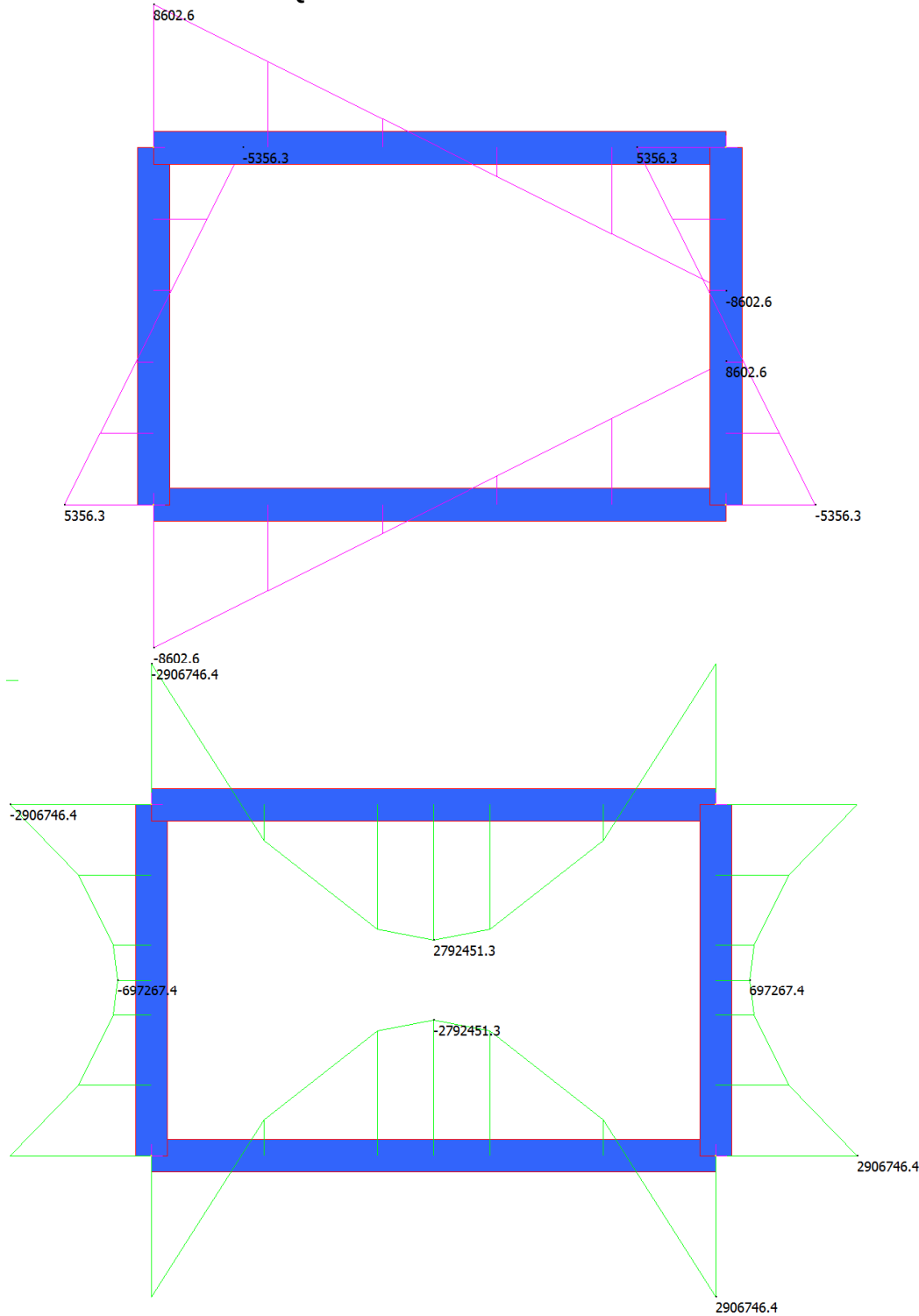
8.1 PARETI POZZETTO

8.1.1 DIAGRAMMI SOLLECITAZIONE

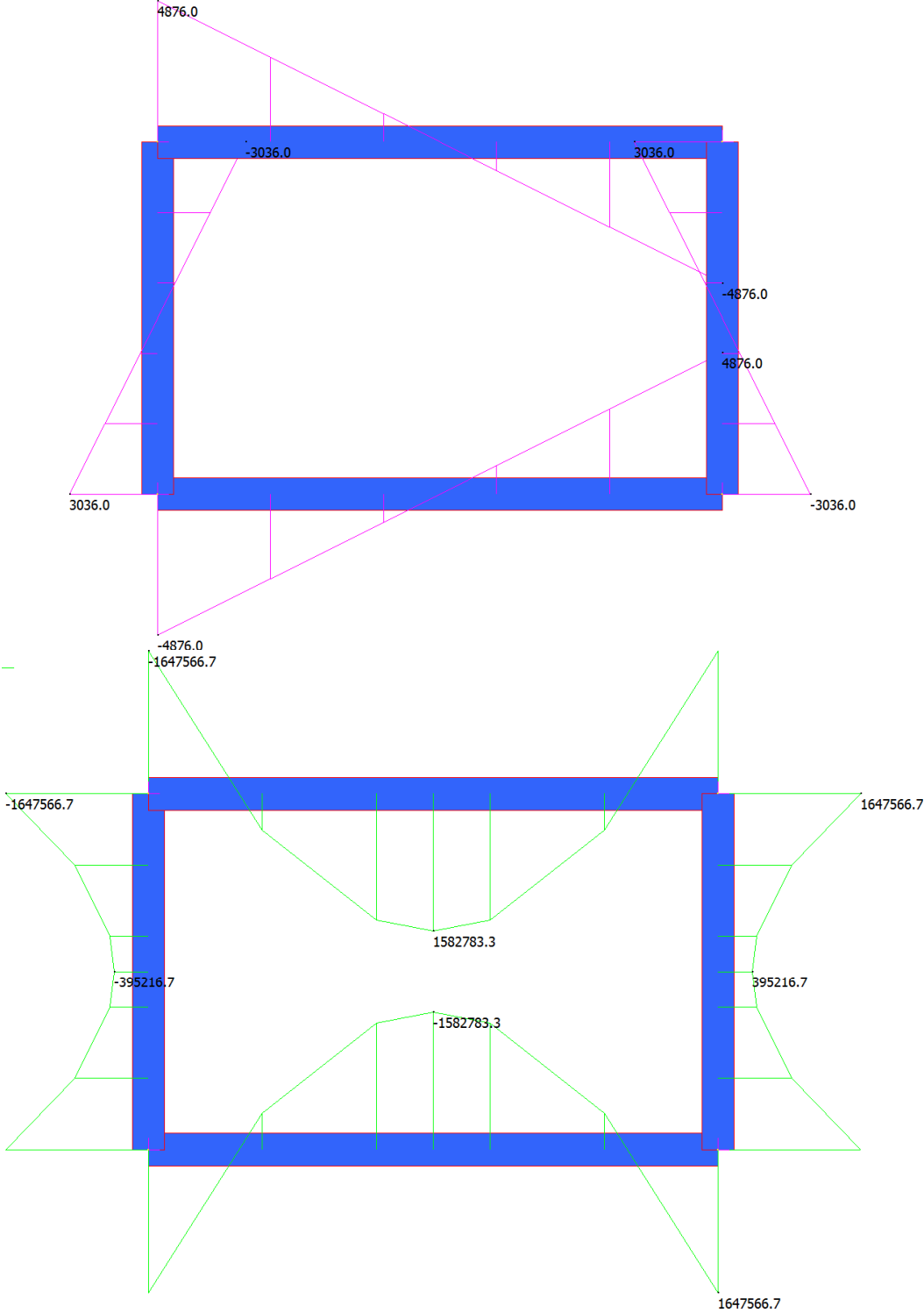
8.1.1.1 COMBINAZIONE SLE RARA



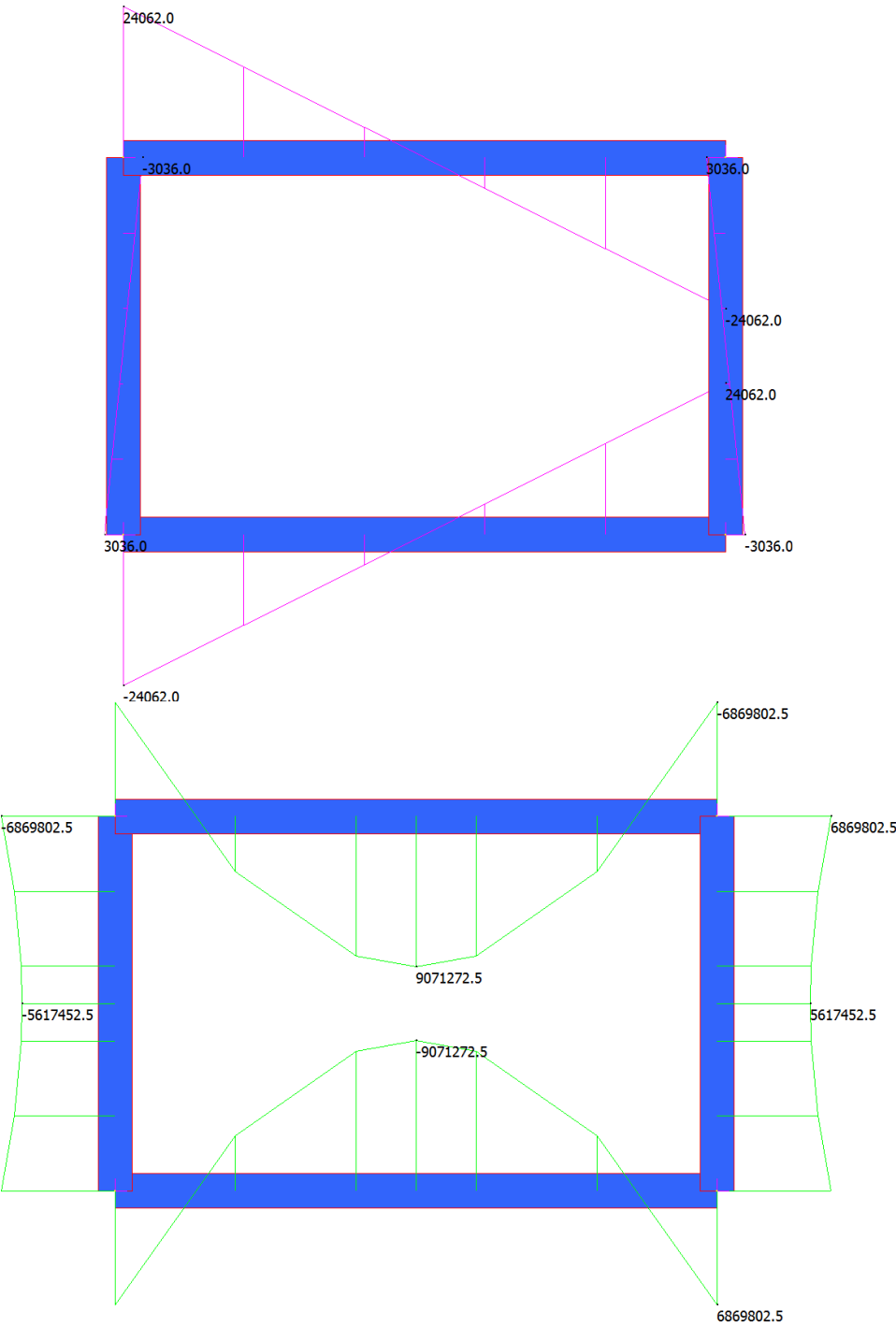
8.1.1.2 COMBINAZIONE SLE FREQUENTE



8.1.1.3 COMBINAZIONE SLE QUASI PERMANENTE



8.1.1.4 COMBINAZIONE SLU SISMICA



8.1.2 VERIFICHE DI RESISTENZA

STATO LIMITE ULTIMO: VERIFICA A PRESSOFLESSIONE

M1 = 0.00		M2 = 9.07e06
N = 0.00		V1 = 0.00
V2 = 0.00		MT = 0.00
Coeff. secur. = 1.02 (Campo 2-ACC.)		
M1u=0.00	M2u=9.27e06	Nu=0.00
EpsCu=-0.179%		EpsSu=1.000%

STATO LIMITE ULTIMO: VERIFICA A TAGLIO

Larghezza minima della sezione	$b_w = 1000.00$	mm
Altezza utile	$d = 74.00$	mm
Area armatura longitudinale	$A_{s1} = 0.00$	cm ²
Coeff. maggiorativo di compressione	$\alpha_c = 1.00$	
Res. a taglio dell'elemento non armato	$V_{Rd1} = 42209.85$	N
	$V_{Sd} = 9.85e03$	N
	$V_{Rd1} > V_{Sd}$ - Verifica soddisfatta	

STATO LIMITE DELLE TENSIONI - COMBINAZIONE RARA

Minima tensione amm. nel calcestruzzo	$\sigma_{c,adm} = 0.6 \times f_{ck} = 19.92$	MPa
Massima tensione amm. nell'acciaio	$\sigma_{s,adm} = 0.8 \times f_{yk} = 360.00$	MPa
Stato I		
Massima tensione nel calcestruzzo	$\sigma_{c,max} = 8.87e-01$	MPa
Minima tensione nel calcestruzzo	$\sigma_{c,min} = -8.87e-01$	MPa
Massima tensione nell'acciaio	$\sigma_{s,max} = -1.72e-01$	MPa
Minima tensione nell'acciaio	$\sigma_{s,min} = -1.72e-01$	MPa
Stato II		
Minima tensione nel calcestruzzo	$\sigma_{c,min} = -4.39e00$	MPa
	$\sigma_{c,min} > \sigma_{c,adm}$	- Verifica soddisfatta
Massima tensione nell'acciaio	$\sigma_{s,max} = 1.48e02$	MPa
	$\sigma_{s,max} < \sigma_{s,adm}$	- Verifica soddisfatta
Minima tensione nell'acciaio	$\sigma_{s,min} = 1.48e02$	MPa

STATO LIMITE DELLE TENSIONI - COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE

Minima tensione amm. nel calcestruzzo	$\sigma_{c,adm} = 0.45 \times f_{ck} = 14.94$	MPa
Stato I		
Massima tensione nel calcestruzzo	$\sigma_{c,max} = 4.40e-01$	MPa
Minima tensione nel calcestruzzo	$\sigma_{c,min} = -4.39e-01$	MPa
Massima tensione nell'acciaio	$\sigma_{s,max} = -8.50e-02$	MPa
Minima tensione nell'acciaio	$\sigma_{s,min} = -8.50e-02$	MPa

Stato II

Minima tensione nel calcestruzzo	$\sigma_{c,min} = -2.17e00$	MPa
	$\sigma_{c,min} > \sigma_{c,adm}$	- Verifica soddisfatta

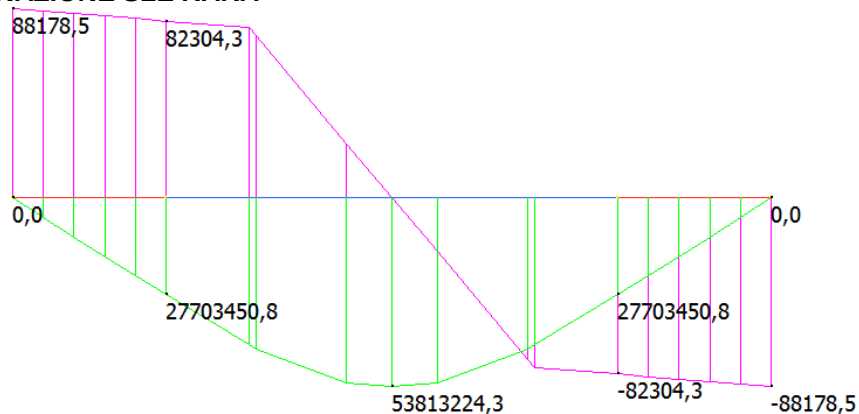
STATO LIMITE DI ESERCIZIO: VERIFICA DI FESSURAZIONE

FESSURAZIONE NON PRESENTE

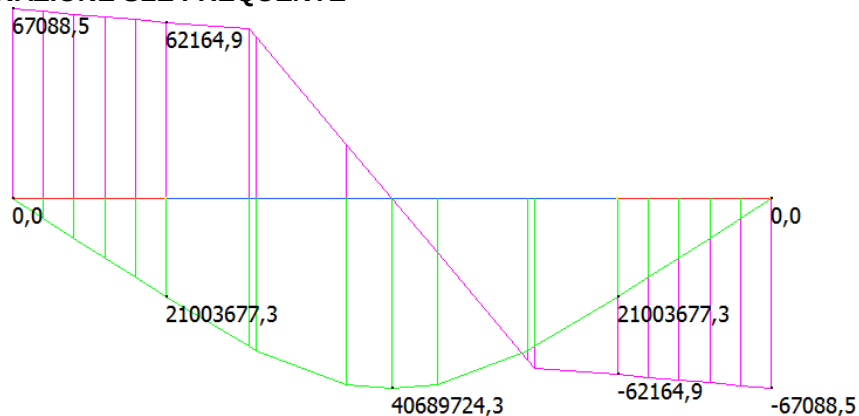
8.2 COPERCHIO 130x20

8.2.1 DIAGRAMMI SOLLECITAZIONE

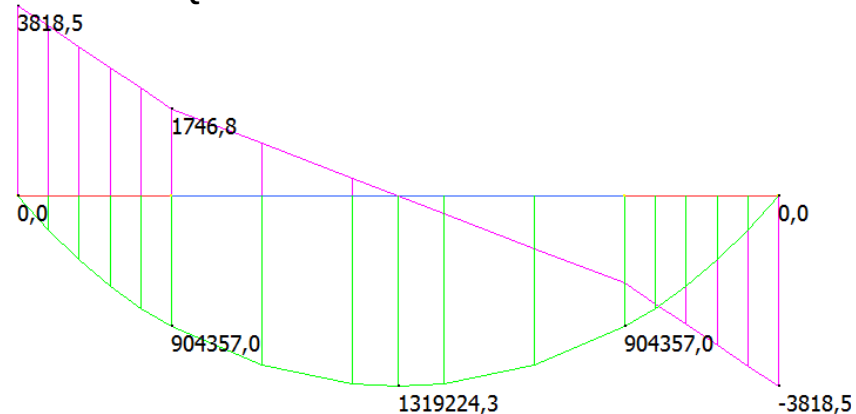
8.2.1.1 COMBINAZIONE SLE RARA



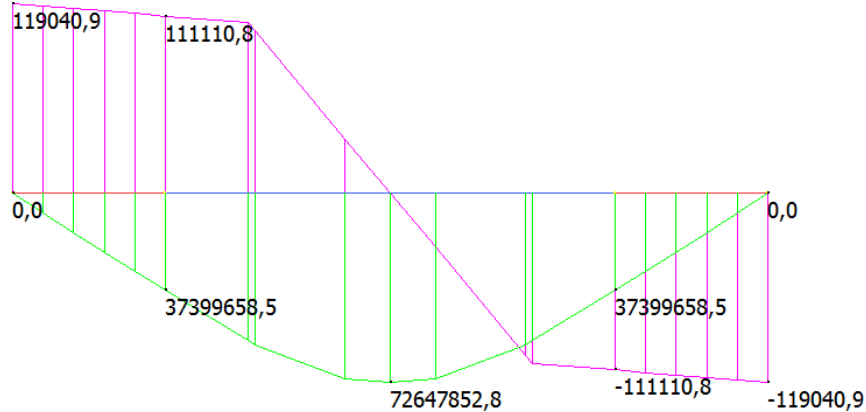
8.2.1.2 COMBINAZIONE SLE FREQUENTE



8.2.1.3 COMBINAZIONE SLE QUASI PERMANENTE



8.2.1.4 COMBINAZIONE SLU SISMICA



8.2.2 VERIFICA RESISTENZA

STATO LIMITE ULTIMO: VERIFICA A PRESSOFLESSIONE

M1 = 0.00	M2 = 7.26e07
N = 0.00	V1 = 0.00
V2 = 0.00	MT = 0.00
Sezione Rettangolare	
D = 200.0 B = 1300.0	
Area	= 2.60e05
I11	= 8.67e08
I22	= 3.66e10
Coeff. sicur. = 1.22 (Campo 2-ACC.)	
M1u=0.00	M2u=8.84e07
EpsCu=-0.257%	EpsSu=1.000%

STATO LIMITE ULTIMO: VERIFICA A TAGLIO

Larghezza minima della sezione
 Altezza utile
 Area armatura longitudinale
 Coeff. maggiorativo di compressione
 Res. a taglio dell'elemento non armato

$b_w = 1300.00$ mm
 $d = 161.00$ mm
 $A_{s1} = 0.00$ cm²
 $\alpha_c = 1.00$
 $V_{Rd1} = 1.19e05$ N
 $V_{Rd1} > V_{Sd}$ - Verifica soddisfatta

STATO LIMITE DELLE TENSIONI - COMBINAZIONE RARA

Minima tensione amm. nel calcestruzzo
 Massima tensione amm. nell'acciaio
 Stato I
 Massima tensione nel calcestruzzo
 Minima tensione nel calcestruzzo
 Massima tensione nell'acciaio
 Minima tensione nell'acciaio
 Stato II
 Minima tensione nel calcestruzzo

$\sigma_{c,adm} = 0.6 \times f_{ck} = 19.92$ MPa
 $\sigma_{s,adm} = 0.8 \times f_{yk} = 360.00$ MPa
 $\sigma_{c,max} = 5.41e00$ MPa
 $\sigma_{c,min} = -5.98e00$ MPa
 $\sigma_{s,max} = 4.79e01$ MPa
 $\sigma_{s,min} = 4.79e01$ MPa
 $\sigma_{c,min} = -9.82e00$ MPa
 $\sigma_{c,min} > \sigma_{c,adm}$ - Verifica soddisfatta
 $\sigma_{s,max} = 2.50e02$ MPa
 $\sigma_{s,max} < \sigma_{s,adm}$ - Verifica soddisfatta
 $\sigma_{s,min} = 2.50e02$ MPa

Massima tensione nell'acciaio

Minima tensione nell'acciaio

STATO LIMITE DELLE TENSIONI - COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE

Minima tensione amm. nel calcestruzzo
 Stato I
 Massima tensione nel calcestruzzo
 Minima tensione nel calcestruzzo
 Massima tensione nell'acciaio

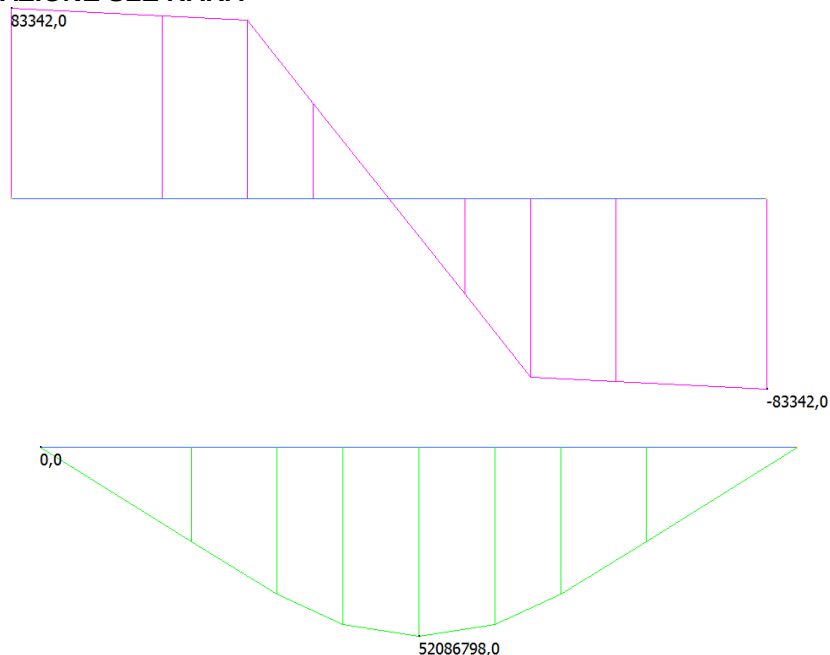
$\sigma_{c,adm} = 0.45 \times f_{ck} = 14.94$ MPa
 $\sigma_{c,max} = 1.33e-01$ MPa
 $\sigma_{c,min} = -1.46e-01$ MPa
 $\sigma_{s,max} = 1.17e00$ MPa

Minima tensione nell'acciaio Stato II	$\sigma_{s,min} = 1.17e00$ MPa
Minima tensione nel calcestruzzo	$\sigma_{c,min} = -2.41e-01$ MPa
	$\sigma_{c,min} > \sigma_{c,adm}$ - Verifica soddisfatta
STATO LIMITE DI FESSURAZIONE - CONDIZIONI AMBIENTALI: AMBIENTE b	
COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
Diametro equivalente delle armature	$\phi_m = 18$ mm
Distanza fra le barre tese (< 14 ϕ)	$s = 239.00$ mm
Coefficiente k_3	$k_3 = 0.25(\sigma_1 + \sigma_2) / \sigma_1 = 0.158$
Area dell'armatura tesa nell'area efficace	$A_s = 15.27$ cm ²
Massima tensione dell'acciaio in Stato II	$\sigma_s = 6.12$ MPa
Massima tensione dell'acciaio in stato II con momento di fessurazione	$\sigma_{sr} = 143.01$ MPa
Area efficace di calcestruzzo	$A_{c,eff} = 91173.43$ mm ²
Coefficiente di distribuzione	$\zeta = \max(0.4; 1 - 0.5(\sigma_{sr} / \sigma_s)^2) = 0.40$
Distanza media tra le fessure mm	$\Delta_{sm} = 2(2+s/10) + 0.4 \times k_3 \times \phi_m \times A_{c,eff} / A_s = 175.64$
Deformazione media dell'armatura più tesa	$\epsilon_{sm} = \zeta \times \sigma_s / E_s = 0.001\%$
Valore caratt. di aperture delle fessure	$w_d = 1.7 \times \epsilon_{sm} \times \Delta_{sm} = 0.004 < w_2 = 0.200$
COMBINAZIONE FREQUENTE	
Diametro equivalente delle armature	$\phi_m = 18$ mm
Distanza fra le barre tese (< 14 ϕ)	$s = 239.00$ mm
Coefficiente k_3	$k_3 = 0.25(\sigma_1 + \sigma_2) / \sigma_1 = 0.158$
Area dell'armatura tesa nell'area efficace	$A_s = 15.27$ cm ²
Massima tensione dell'acciaio in Stato II	$\sigma_s = 188.89$ MPa
Massima tensione dell'acciaio in stato II con momento di fessurazione	$\sigma_{sr} = 143.01$ MPa
Area efficace di calcestruzzo	$A_{c,eff} = 91173.43$ mm ²
Coefficiente di distribuzione	$\zeta = \max(0.4; 1 - 0.5(\sigma_{sr} / \sigma_s)^2) = 0.71$
Distanza media tra le fessure mm	$\Delta_{sm} = 2(2+s/10) + 0.4 \times k_3 \times \phi_m \times A_{c,eff} / A_s = 175.64$
Deformazione media dell'armatura più tesa	$\epsilon_{sm} = \zeta \times \sigma_s / E_s = 0.065\%$
Valore caratt. di aperture delle fessure	$w_d = 1.7 \times \epsilon_{sm} \times \Delta_{sm} = 0.195 < w_3 = 0.300$

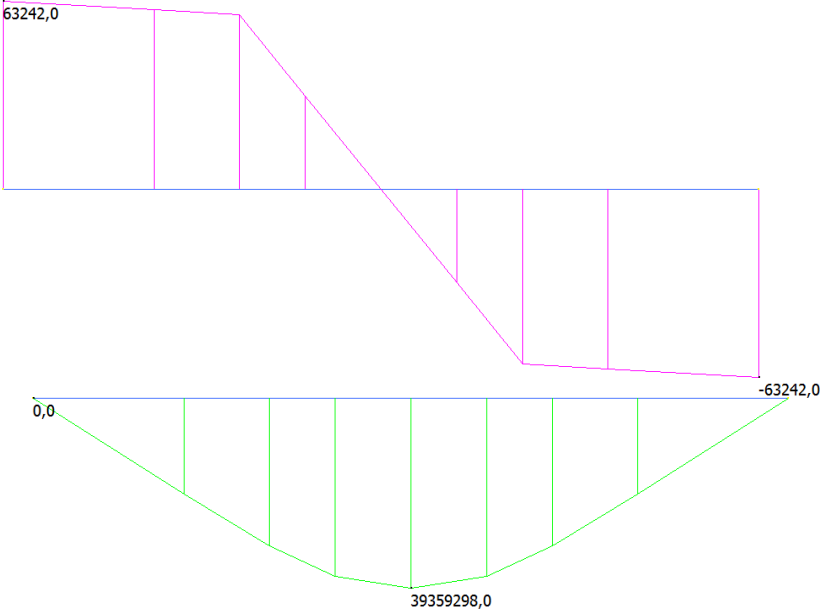
8.3 COPERCHIO 75x20

8.3.1 Diagrammi sollecitazioni

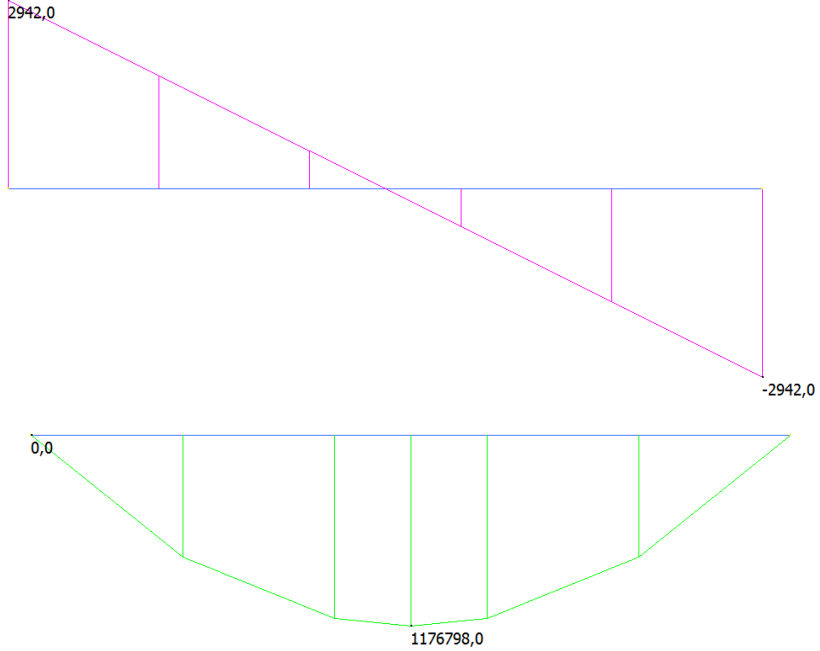
8.3.1.1 COMBINAZIONE SLE RARA



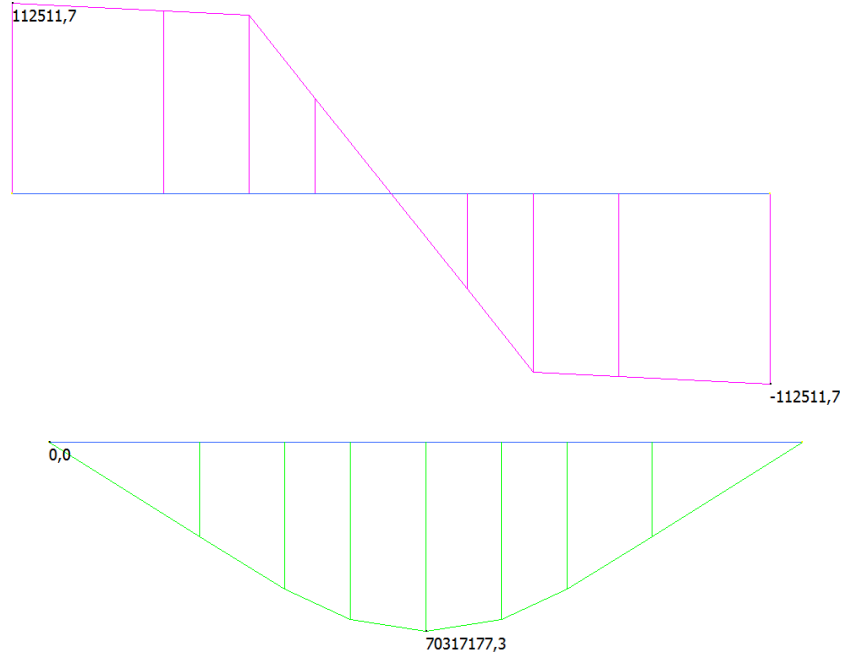
8.3.1.2 COMBINAZIONE SLE FREQUENTE



8.3.1.3 COMBINAZIONE SLE QUASI PERMANENTE



8.3.1.4 COMBINAZIONE SLU SISMICA



8.3.2 VERIFICA DI RESISTENZA

STATO LIMITE ULTIMO: VERIFICA A PRESSOFLESSIONE

M1 = 0.00	M2 = 7.03e07
N = 0.00	V1 = 0.00
V2 = 0.00	MT = 0.00
Sezione Rettangolare D = 200.0 B = 750.0	
Area	= 1.50e05
I11	= 5.00e08
I22	= 7.03e09
Coeff. sicur. = 1.06 (Campo 3-CLS)	
M1u=0.00	M2u=7.42e07
EpsCu=-0.350%	EpsSu=0.634%
Nu=0.00	

STATO LIMITE ULTIMO: VERIFICA A TAGLIO

Larghezza minima della sezione
 Altezza utile
 Area armatura longitudinale
 Coeff. maggiorativo di compressione
 Res. a taglio dell'elemento non armato
 Res. a taglio compressione
 Res. a taglio trazione
 Res. a taglio dell'elemento armato

$b_w = 750.00$ mm
 $d = 151.00$ mm
 $A_{s1} = 0.00$ cm²
 $\alpha_c = 1.00$
 $V_{Rd1} = 64598.18$ N
 $V_{Rcd} = 3.31e05$ N
 $V_{Rsd} = 1.23e05$ N
 $V_{Rd} = \min(V_{Rcd}, V_{Rsd}) = 1.23e05$
 $V_{Rd} > V_{Sd}$ - Verifica soddisfatta

STATO LIMITE DELLE TENSIONI - COMBINAZIONE RARA

Minima tensione amm. nel calcestruzzo
 Massima tensione amm. nell'acciaio

$\sigma_{c,adm} = 0.6 \times f_{ck} = 19.92$ MPa
 $\sigma_{s,adm} = 0.8 \times f_{yk} = 360.00$ MPa

Stato I

Massima tensione nel calcestruzzo
 Minima tensione nel calcestruzzo
 Massima tensione nell'acciaio

$\sigma_{c,max} = 8.99e00$ MPa
 $\sigma_{c,min} = -1.01e01$ MPa
 $\sigma_{s,max} = 5.77e01$ MPa

Minima tensione nell'acciaio $\sigma_{s,min} = -8.09e01$ MPa

Stato II

Minima tensione nel calcestruzzo $\sigma_{c,min} = -1.63e01$ MPa
 $\sigma_{c,min} > \sigma_{c,adm}$ - Verifica soddisfatta

Massima tensione nell'acciaio $\sigma_{s,max} = 2.78e02$ MPa
 $\sigma_{s,max} < \sigma_{s,adm}$ - Verifica soddisfatta

Minima tensione nell'acciaio $\sigma_{s,min} = -6.91e01$ MPa

STATO LIMITE DELLE TENSIONI - COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE

Minima tensione amm. nel calcestruzzo $\sigma_{c,adm} = 0.45 \times f_{ck} = 14.94$ MPa

Stato I

Massima tensione nel calcestruzzo $\sigma_{c,max} = 2.03e-01$ MPa

Minima tensione nel calcestruzzo $\sigma_{c,min} = -2.27e-01$ MPa

Massima tensione nell'acciaio $\sigma_{s,max} = 1.30e00$ MPa

Minima tensione nell'acciaio $\sigma_{s,min} = -1.83e00$ MPa

Stato II

Minima tensione nel calcestruzzo $\sigma_{c,min} = -3.68e-01$ MPa
 $\sigma_{c,min} > \sigma_{c,adm}$ - Verifica soddisfatta

**STATO LIMITE DI ESERCIZIO: VERIFICA DI FESSURAZIONE
 COMBINAZIONE FREQUENTE**

Diametro equivalente delle armature $\phi_m = 18$ mm

Distanza fra le barre tese ($< 14\phi$) $s = 123.00$ mm

Coefficiente k_3 $k_3 = 0.25(\sigma_1 + \sigma_2) / \sigma_1 = 0.163$

Area dell'armatura tesa nell'area efficace $A_s = 15.27$ cm²

Massima tensione dell'acciaio in Stato II $\sigma_s = 209.93$ MPa

Massima tensione dell'acciaio in stato II con momento di fessurazione $\sigma_{sr} = 95.76$ MPa

Area efficace di calcestruzzo $A_{c,eff} = 49382.22$ mm²

Coefficiente di distribuzione $\zeta = \max(0.4; 1 - 0.5(\sigma_{sr}/\sigma_s)^2) = 0.90$

Distanza media tra le fessure $\Delta_{sm} = 2(2+s/10) + 0.4 \times k_3 \times \phi_m \times A_{c,eff} / A_s = 152.51$ mm

Deformazione media dell'armatura più tesa $\epsilon_{sm} = \zeta \times \sigma_s / E_s = 0.091\%$

Valore caratt. di aperture delle fessure $w_d = 1.7 \times \epsilon_{sm} \times \Delta_{sm} = 0.237 < w_3 = 0.300$

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE

Diametro equivalente delle armature $\phi_m = 18$ mm

Distanza fra le barre tese ($< 14\phi$) $s = 123.00$ mm

Coefficiente k_3 $k_3 = 0.25(\sigma_1 + \sigma_2) / \sigma_1 = 0.163$

Area dell'armatura tesa nell'area efficace $A_s = 15.27$ cm²

Massima tensione dell'acciaio in Stato II $\sigma_s = 6.28$ MPa

Massima tensione dell'acciaio in stato II con momento di fessurazione $\sigma_{sr} = 95.76$ MPa

Area efficace di calcestruzzo $A_{c,eff} = 49382.22$ mm²

Coefficiente di distribuzione $\zeta = \max(0.4; 1 - 0.5(\sigma_{sr}/\sigma_s)^2) = 0.40$

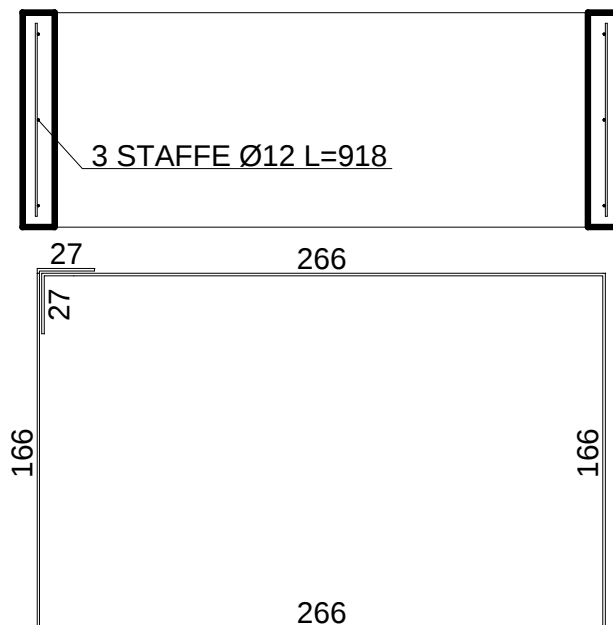
Distanza media tra le fessure $\Delta_{sm} = 2(2+s/10) + 0.4 \times k_3 \times \phi_m \times A_{c,eff} / A_s = 152.51$ mm

Deformazione media dell'armatura più tesa $\epsilon_{sm} = \zeta \times \sigma_s / E_s = 0.001\%$

Valore caratt. di aperture delle fessure $w_d = 1.7 \times \epsilon_{sm} \times \Delta_{sm} = 0.003 < w_2 = 0.200$

9 DISEGNO ARMATURA

POZZETTO



COPERCHIO

