

CORRIDOIO PLURIMODALE ADRIATICO

ITINERARIO MAGLIE - SANTA MARIA DI LEUCA

S.S. N° 275 "DI S. MARIA DI LEUCA"

LAVORI DI AMMODERNAMENTO E ADEGUAMENTO ALLA SEZ. B DEL D.M. 5.11.2001

S.S. 16 dal km 981+700 al km 985+386 - S.S. 275 dal Km 0+000 al km 37+000

1° Lotto: Dal Km 0+000 di prog. al Km 23+300 di prog.

PROGETTO DEFINITIVO

COD. BA283

PROGETTAZIONE: ANAS - STRUTTURA TERRITORIALE PUGLIA

<p>I PROGETTISTI</p> <p>Ing. Alberto SANCHIRICO - Progettista e Coordinatore</p> <p>Ing. Simona MASCIULLO - Progettista</p>	<p>ATTIVITA' DI SUPPORTO</p> <p>RTP:</p> <p>Lombardi Ingegneria S.r.L. - Strutture</p> <p>TechProject S.r.L. - Geotecnica</p> <p>- Impianti</p>
<p>COLLABORATORI</p> <p>Geom. Andrea DELL'ANNA</p> <p>Geom. Massimo MARTANO</p> <p>Geom. Giuseppe CALO'</p>	
<p>IL COORDINATORE IN FASE DI PROGETTAZIONE</p> <p>Ing. Alberto SANCHIRICO</p>	
<p>IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO</p> <p>Ing. Gianfranco PAGLIALUNGA</p>	
<p>RESPONSABILE PROJECT MANAGEMENT E PROGETTI SPECIALI</p> <p>Ing. Nicola MARZI</p>	
<p>IL COMMISSARIO STRAORDINARIO</p> <p>Ing. Vincenzo MARZI</p>	

09 - OPERE D'ARTE MINORI

ATTRAVERSAMENTI IDRAULICI

Elaborati generali

Relazione di calcolo strutturale

<p>CODICE PROGETTO</p> <p>PROGETTO LIV. PROG. N. PROG.</p> <p>L0503A D 1701</p>	<p>NOME FILE</p> <p>T00_TM00_STR_RE01_B.pdf</p> <p>CODICE ELAB. T00TM00STRRE01</p>	<p>REVISIONE</p> <p>C</p>	<p>SCALA:</p> <p>-</p>
C	REVISIONE DEL PROGETTO DEFINITIVO	Marzo 2022	
B	REVISIONE DEL PROGETTO DEFINITIVO	Gennaio 2019	
A	REVISIONE DEL PROGETTO DEFINITIVO	Ottobre 2018	Ing. C. Beltrami
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO
VERIFICATO	APPROVATO		

INDICE

1.	PREMESSA - TOMBINO DN1500 BLINDATO	6
2.	NORMATIVA E RIFERIMENTI	7
3.	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	8
3.1	Calcestruzzo	8
3.2	Acciaio per cemento armato	8
3.3	Durabilità, prescrizioni sui materiali, scelta degli stati limite di fessurazione e dei copriferri	9
4.	CARATTERISTICHE GEOTECNICHE	10
4.1	Terreni di ricoprimento	10
4.2	Terreni di fondazione	10
5.	CRITERI DI CALCOLO E DEFINIZIONE DELLE AZIONI	11
5.1	Software di calcolo	11
5.2	Modellazione	11
5.3	Verifiche SLU-STR	11
5.3.1	Verifiche a pressoflessione	11
5.3.2	Verifiche a taglio	12
5.4	Verifiche SLU-GEO	13
5.4.1	Verifiche a carico limite	13
6.	ANALISI DEI CARICHI	15
6.1	Peso proprio	15
6.2	Spinta delle terre in condizioni statiche	15
6.3	Spinta dell'acqua	16
6.4	Spinta delle terre in condizioni sismiche	16
6.5	Inerzia delle masse strutturali in condizioni sismiche	18
6.6	Carichi da traffico	18
6.6.1	Carichi agenti sulla soletta di copertura	18
6.6.2	Spinta laterale dovuta ai sovraccarichi accidentali	20
6.6.3	Azione della frenatura	21

7.	COMBINAZIONE DELLE AZIONI	22
7.1.1	Definizione dei coefficienti di partecipazione	22
8.	VERIFICHE SLU - STR	25
8.1	Verifiche a pressoflessione	25
8.1.1	Soletta superiore	25
8.1.2	Piedritti	26
8.1.3	Soletta inferiore	28
8.2	Verifiche a taglio	29
8.2.1	Soletta superiore	29
8.2.2	Piedritti	29
8.2.3	Soletta inferiore	30
8.2.4	Risultati della verifica a taglio	32
9.	VERIFICHE SLU – GEO	33
9.1.1	Verifiche a carico limite	33
10.	VERIFICHE SLE	37
10.1.1	Soletta superiore	37
10.1.2	Piedritti	38
10.1.3	Soletta inferiore	41
10.1.4	Verifiche delle tensioni di esercizio	43
10.1.5	Verifiche di apertura delle fessure	44
11.	PREMESSA - TOMBINO 3,50X1,00	46
12.	NORMATIVA E RIFERIMENTI	47
13.	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	48
13.1	Calcestruzzo	48
13.2	Acciaio per cemento armato	48
13.3	Durabilità, prescrizioni sui materiali, scelta degli stati limite di fessurazione e dei copriferrì	49
14.	CARATTERISTICHE GEOTECNICHE	50
14.1	Terreni di ricoprimento	50
14.2	Terreni di fondazione	50

15. CRITERI DI CALCOLO E DEFINIZIONE DELLE AZIONI	51
15.1 Software di calcolo	51
15.2 Modellazione	51
15.3 Verifiche SLU-STR	51
15.3.1 Verifiche a pressoflessione	51
15.3.2 Verifiche a taglio	52
15.4 Verifiche SLU-GEO	53
15.4.1 Verifiche a carico limite	53
16. ANALISI DEI CARICHI	55
16.1 Peso proprio	55
16.2 Spinta delle terre in condizioni statiche	55
16.3 Spinta dell'acqua	56
16.4 Spinta delle terre in condizioni sismiche	56
16.5 Inerzia delle masse strutturali in condizioni sismiche	58
16.6 Carichi da traffico	58
16.6.1 Carichi agenti sulla soletta di copertura	58
16.6.2 Spinta laterale dovuta ai sovraccarichi accidentali	60
16.6.3 Azione della frenatura	61
17. COMBINAZIONE DELLE AZIONI	62
17.1.1 Definizione dei coefficienti di partecipazione	62
18. VERIFICHE SLU - STR	64
18.1 Verifiche a pressoflessione	65
18.1.1 Soletta superiore	65
18.1.2 Piedritti	67
18.1.3 Soletta inferiore	69
18.2 Verifiche a taglio	71
18.2.1 Soletta superiore	71
18.2.2 Piedritti	71
18.2.3 Soletta inferiore	72
18.2.4 Risultati della verifica a taglio	74

19. VERIFICHE SLU – GEO	75
19.1.1 Verifiche a carico limite	75
20. VERIFICHE SLE	79
20.1.1 Soletta superiore	79
20.1.2 Piedritti	80
20.1.3 Soletta inferiore	83
20.1.4 Verifiche delle tensioni di esercizio	85
20.1.5 Verifiche di apertura delle fessure	86
21. PREMESSA - TOMBINO 1,00X0,50	87
22. NORMATIVA E RIFERIMENTI	88
23. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	89
23.1 Calcestruzzo	89
23.2 Acciaio per cemento armato	89
23.3 Durabilità, prescrizioni sui materiali, scelta degli stati limite di fessurazione e dei copriferrì	90
24. CARATTERISTICHE GEOTECNICHE	91
24.1 Terreni di ricoprimento	91
24.2 Terreni di fondazione	91
25. CRITERI DI CALCOLO E DEFINIZIONE DELLE AZIONI	92
25.1 Software di calcolo	92
25.2 Modellazione	92
25.3 Verifiche SLU-STR	92
25.3.1 Verifiche a pressoflessione	92
25.3.2 Verifiche a taglio	93
25.4 Verifiche SLU-GEO	94
25.4.1 Verifiche a carico limite	94
26. ANALISI DEI CARICHI	96
26.1 Peso proprio	96
26.2 Spinta delle terre in condizioni statiche	96
26.3 Spinta dell'acqua	97

26.4 Spinta delle terre in condizioni sismiche	97
26.5 Inerzia delle masse strutturali in condizioni sismiche	99
26.6 Carichi da traffico	99
26.6.1 Carichi agenti sulla soletta di copertura	99
26.6.2 Spinta laterale dovuta ai sovraccarichi accidentali	101
26.6.3 Azione della frenatura	102
27. COMBINAZIONE DELLE AZIONI	103
27.1.1 Definizione dei coefficienti di partecipazione	103
28. VERIFICHE SLU - STR	105
28.1 Verifiche a pressoflessione	106
28.1.1 Soletta superiore	106
28.1.2 Piedritti	108
28.1.3 Soletta inferiore	110
28.2 Verifiche a taglio	112
28.2.1 Soletta superiore	112
28.2.2 Piedritti	112
28.2.3 Soletta inferiore	113
28.2.4 Risultati della verifica a taglio	115
29. VERIFICHE SLU – GEO	116
29.1.1 Verifiche a carico limite	116
30. VERIFICHE SLE	120
30.1.1 Soletta superiore	120
30.1.2 Piedritti	121
30.1.3 Soletta inferiore	124
30.1.4 Verifiche delle tensioni di esercizio	126
30.1.5 Verifiche di apertura delle fessure	127
31. PREMESSA - ARMCO DN1000 FAUNISTICO	128
32. RISULTATI DELLE VERIFICHE	129

1. PREMESSA - TOMBINO DN1500 BLINDATO

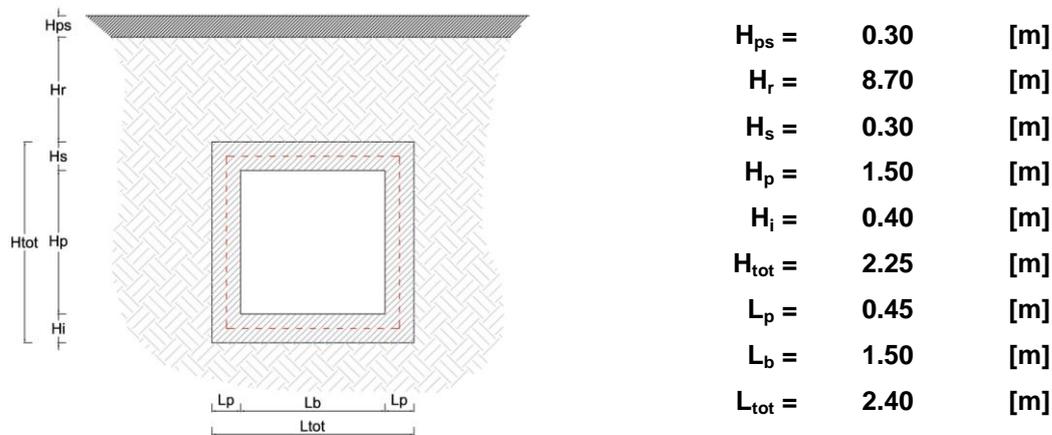
Nell'ambito dei lavori di ammodernamento e adeguamento della S.S. 275 – Strada Statale Maglie – Santa Maria di Leuca, gli attraversamenti idraulici circolari (tombini n. 1, 2, 3, 4, 9, 10, 14, 16, 17, PAI 1, PAI 2) variano tra DN500 e DN1500. Avendo tutti ricoprimenti rispetto al piano viario molto bassi (dell'ordine di 1÷2m) o molto profondi (6÷7m) vengono avvolti da una blindatura in c.a. per proteggerli dai carichi stradali e dal peso del rilevato.

Per il dimensionamento si è scelto il caso più gravoso di un tombino DN1500 e si riportano in relazione i calcoli e le verifiche della blindatura esterna, studiata come una sezione scatolare con ricoprimento massimo pari a 9.00m.

La struttura è progettata coerentemente con quanto previsto dalla normativa vigente.

Ai fini del calcolo si considera reagente la sola zona esterna al tombino circolare con dimensioni riportate in figura F1.

L'opera ricade in zona sismica, pertanto, saranno considerate le azioni previste dalla normativa vigente NTC 2018 così come riportato nei capitoli successivi.



F 1. Caratteristiche geometriche del tombino scatolare

2. NORMATIVA E RIFERIMENTI

I calcoli e le disposizioni esecutive sono conformi alle norme attualmente in vigore elencate nel seguito.

- [I] *D. M. Min. II. TT. del 17 gennaio 2018 – Norme tecniche per le costruzioni;*
- [II] *UNI EN 1990 (Eurocodice 0) – Aprile 2006: “Criteri generali di progettazione strutturale”;*
- [III] *Linee guida sul calcestruzzo strutturale - Presidenza del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici - Servizio Tecnico Centrale;*
- [IV] *UNI EN 197-1 giugno 2001 – “Cemento: composizione, specificazioni e criteri di conformità per cementi comuni;*
- [V] *UNI EN 11104 marzo 2004 – “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità”, complementari per l’applicazione delle EN 206-1;*
- [VI] *UNI EN 206-1 ottobre 2006 – “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità”.*
- [VII] *CNR 10024/86 – Analisi mediante elaboratore: impostazione e redazione delle relazioni di calcolo.*

3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Le caratteristiche dei materiali impiegati sono di seguito riportate:

- Calcestruzzo di classe C12/15 (R_{ck} 15 N/mm²) per sottofondazione.
- Calcestruzzo di classe C28/35 (R_{ck} 35 N/mm²) per strutture in CA.
- Acciaio B450C per armature metalliche.

3.1 Calcestruzzo

Trattandosi di strutture a permanente contatto con il terreno si adotta un copriferro di 5 cm.

CLASSE CONGLOMERATO		C 28/35	
Resistenza caratteristica cubica a 28 giorni	R_{ck}	35	[N/mm ²]
Classe di esposizione		XC3	
Classe di consistenza		S4	
Rapporto a/c		0.55	
Dosaggio cemento		320	[kg/mc]
Diametro massimo aggregati		32	[mm]
Resistenza caratteristica cilindrica a 28 giorni	$f_{ck} = 0.83 R_{ck}$	29.05	[N/mm ²]
Valore medio della resistenza cilindrica	$f_{cm} = f_{ck} + 8$	37.05	[N/mm ²]
Resistenza di calcolo breve durata	$f_{cd} \text{ (Breve durata)} = f_{ck} / 1.5$	19.37	[N/mm ²]
Resistenza di calcolo lunga durata	$f_{cd} \text{ (Lungo durata)} = 0.85 f_{cd}$	16.46	[N/mm ²]
Resistenza media a trazione assiale	$f_{ctm} = 0.3 (f_{ck})^{2/3}$	2.83	[N/mm ²]
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk 0,05} = 0.7 f_{ctm}$	1.98	[N/mm ²]
Resistenza media a trazione per flessione	$f_{ctm} = 1.2 f_{ctm}$	3.40	[N/mm ²]
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} = f_{ctk 0,05} / 1.5$	1.32	[N/mm ²]
Modulo di Young	$E = 22000 (f_{cm}/10)^{0.3}$	32588	[N/mm ²]

3.2 Acciaio per cemento armato

TIPO DI ACCIAIO		B450C	
Resistenza caratteristica a rottura	f_{tk}	540	[N/mm ²]
Resistenza caratteristica a snervamento	f_{yk}	450	[N/mm ²]
Modulo elastico	E_s	210000	[N/mm ²]
Resistenza di calcolo	$f_{yd} = f_{yk}/1.15$	391.3	[N/mm ²]

3.3 Durabilità, prescrizioni sui materiali, scelta degli stati limite di fessurazione e dei copriferri

Il calcestruzzo deve essere in grado di resistere in maniera soddisfacente alle condizioni ambientali e di lavoro cui è sottoposto durante la vita dell'opera. Nella presente sezione si valutano pertanto le caratteristiche dei calcestruzzi (resistenza caratteristica, copriferri, ecc..) da impiegare per la realizzazione delle diverse parti dell'opera in oggetto tali da conseguire il requisito di durabilità richiesto.

In relazione alle classi di esposizione ambientale definite nella *UNI EN 206-1* e nella *UNI 11104*, sono state attribuite ai diversi elementi strutturali le seguenti classi di esposizione alle quali sono state associate le condizioni ambientali:

tombino idraulico scatolare *XC3* *umidità moderata;*

L'armatura deve essere protetta da un adeguato ricoprimento di calcestruzzo (copriferro) dimensionato in funzione dell'aggressività dell'ambiente e della sensibilità delle armature alla corrosione, tenendo anche conto della tolleranza di posa delle armature.

La distanza tra la parete interna del cassero e la generatrice dell'armatura metallica più vicina, individua il cosiddetto "copriferro nominale".

Considerate le classi di esposizione ambientale, la tipologia delle opere e le classi del calcestruzzo impiegato, i valori del copri ferro minimo sono assunti pari a:

Elemento	Copriferro minimo di progetto c_{min} (mm)
Tombino idraulico scatolare	50

T.1 Valori dei copriferri di progetto

4. CARATTERISTICHE GEOTECNICHE

Nei paragrafi seguenti sono riportati i parametri geotecnici di riferimento utilizzati nel dimensionamento delle opere in oggetto.

4.1 Terreni di ricoprimento

PROPRIETA'	SIGLA	VALORE	U.M.
Peso specifico	γ	18.00	[kN/m ³]
Angolo di attrito	ϕ	35.00	[°]
Coesione	c	0.00	[kPa]
Coefficiente di spinta a riposo	$K_o^{(*)}$	0.43	[-]

(*) calcolata avvalendosi della formulazione di Jaky (1944) $K_o=1-\text{sen}(\phi)$

T.2 Caratteristiche fisico-meccaniche dei terreni di ricoprimento

Per il rinfianco si adottano i medesimi parametri fisico-meccanici.

4.2 Terreni di fondazione

PROPRIETA'	SIGLA	VALORE	U.M.
Peso specifico	γ	20.00	[kN/m ³]
Angolo di attrito	ϕ	25.00	[°]
Coesione	c	0.00	[kPa]
Molle Winkler	k	75625	[kN/m ³]
Modulo di elasticità	E	15.00	[MPa]

T.3 Caratteristiche fisico-meccaniche terreni di fondazione

La falda è assunta a profondità tale da non interferire con il volume significativo interessato dall'opera in progetto.

5. CRITERI DI CALCOLO E DEFINIZIONE DELLE AZIONI

5.1 Software di calcolo

Per l'analisi del manufatto è stato utilizzato un foglio di calcolo, sviluppato in ambiente VBA-Excel, per il calcolo di strutture scatolari. Il calcolo dei domini N-M impiegati nelle verifiche a pressoflessione, invece, è stato condotto con l'ausilio del programma VCA-Slu del prof. Piero Gelfi.

L'affidabilità dei codici è stata verificata grazie al positivo riscontro con codici di calcolo commerciali e calcolo manuale per semplici configurazioni.

Per determinare le caratteristiche sismiche del sito di progetto è stato impiegato l'applicativo "GeoStru-Parametri Sismici".

5.2 Modellazione

Le analisi sono state condotte su una striscia unitaria di struttura mediante un modello di calcolo bidimensionale in condizioni di deformazione piana.

La struttura è definita sulla base degli assi baricentrici degli elementi. La fondazione, invece, è rappresentata con schema di trave su letto di molle (alla Winkler) non reagenti a trazione. Il valore della costante di sottofondo adottato nel calcolo è riportato nella tabella T.3.

5.3 Verifiche SLU-STR

5.3.1 Verifiche a pressoflessione

La verifica agli SLU è stata realizzata attraverso il calcolo dei domini di interazione N-M, ovvero il luogo dei punti rappresentativi di sollecitazioni che portano in crisi la sezione di verifica secondo i criteri di resistenza da normativa.

Il calcolo dei domini è stato svolto sotto le seguenti ipotesi:

- conservazione delle sezioni piane;
- legame costitutivo del calcestruzzo parabola-rettangolo non reagente a trazione, con plateau ad una deformazione pari a 0.002 e a rottura pari a 0.0035 ($\sigma_{max} = 0.85 \times 0.83 \times R_{ck} / 1.5$);
- legame costitutivo dell'armatura d'acciaio elastico-perfettamente plastico con deformazione limite di rottura a 0.01 ($\sigma_{max} = f_{yk} / 1.15$)

5.3.2 Verifiche a taglio

La resistenza a taglio V_{Rd} di elementi sprovvisti di specifica armatura è calcolata sulla base della resistenza a trazione del calcestruzzo (NTC18 - 4.1.2.3.5.1). Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza al taglio si valuta con:

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

- $k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$
- $v_{\min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$
- d è l'altezza utile della sezione [mm];
- $\rho_1 = A_{s1} / (b_w \cdot d)$ è il rapporto geometrico di armatura longitudinale ($\leq 0,02$);
- $\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$ è la tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0,2 f_{cd}$);
- b_w è la larghezza minima della sezione [mm].

La resistenza a taglio V_{Rd} di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio deve essere valutata sulla base di una adeguata schematizzazione a traliccio (NTC18 - 4.1.2.3.5.2).

Gli elementi resistenti dell'ideale traliccio sono: le armature trasversali, le armature longitudinali, il corrente compresso di calcestruzzo e i puntoni d'anima inclinati. L'inclinazione θ dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave deve rispettare i limiti seguenti:

$$1 \leq \text{ctg}\theta \leq 2,5$$

La verifica di resistenza (SLU) si pone con

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

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

Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di calcolo a "taglio trazione" è stata calcolata con:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin \alpha$$

Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di calcolo a "taglio compressione" si calcola con:

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$$

La resistenza al taglio della trave è la minore delle due sopra definite:

$$V_{Rd} = \min (V_{Rsd}, V_{Rcd})$$

con:

- d è l'altezza utile della sezione;
- b_w è la larghezza minima della sezione;
- σ_{cp} è la tensione media di compressione della sezione;
- A_{sw} è l'area dell'armatura trasversale;
- S è l'interasse tra due armature trasversali consecutive;
- α è l'angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave;
- f'_{cd} è la resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima ($f'_{cd}=0.5f_{cd}$);
- α_c è un coefficiente maggiorativo pari ad 1 per membrature non compresse.

5.4 Verifiche SLU-GEO

Le verifiche sono state effettuate accertando che sia soddisfatta la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

con E_d è il valore di progetto dell'azione instabilizzante e R_d il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico. È stata analizzata la condizione di collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno (SLU GEO).

Le verifiche GEO sono effettuate applicando la combinazione (A1+M1+R3) di coefficienti parziali prevista dall'Approccio 2, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle tabelle seguenti

5.4.1 Verifiche a carico limite

Operativamente, il calcolo del carico limite è stata impiegata l'espressione generale di Brinch-Hansen (1970):

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma' \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma + c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q$$

nella quale:

- N_c, N_q, N_γ fattori di capacità portante, dipendenti dall'angolo di resistenza al taglio;
- s_c, s_q, s_γ fattori di forma della fondazione;
- i_c, i_q, i_γ fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del carico;
- b_c, b_q, b_γ fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione della base;
- g_c, g_q, g_γ fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del piano campagna;
- d_c, d_q, d_γ fattori dipendenti dalla profondità del piano di posa.

Per la determinazione dei fattori di capacità portante N_q e N_c si fa riferimento alle espressioni ricavate analiticamente da Prandtl (1921) e Reissner (1924). Per il fattore N_γ si fa riferimento all'espressione proposta da Caquot e Kérisel (1953).

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

Per tener conto dell'eccentricità e della risultante dei carichi, il valore della larghezza B da introdurre nell'equazione del carico limite è quello corrispondente all'area effettiva equivalente (Meyerhof, 1953), ossia alla minima superficie rispetto alla quale la risultante risulta centrata.

Nel caso di fondazioni quadrate o rettangolari tale larghezza è data da:

$$B = B_R - 2 \cdot e$$

dove B_R è la larghezza della fondazione reale.

- *Fattori di forma*

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

- *Fattori di profondità*

Per profondità relative $D/B \leq 1$ $d_q = 1 + 2 \frac{D}{B} \tan \phi (1 - \sin \phi)^2$

Per profondità relative $D/B > 1$ $d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \tan^{-1}(D/B)$

$$d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \tan \phi} \quad d_\gamma = 1$$

- *Fattori di inclinazione del carico*

Definito il parametro

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

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{N + A_f c' \cot \phi} \right)^{m+1} \quad i_q = \left(1 - \frac{H}{N + A_f c' \cot \phi} \right)^m \quad i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \tan \phi}$$

- *Fattori di inclinazione del piano di posa della fondazione*

$$b_q = (1 - \alpha \tan \phi)^2 \quad b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_c \tan \phi} \quad b_\gamma = b_q$$

dove α è l'inclinazione del piano di posa sul piano orizzontale.

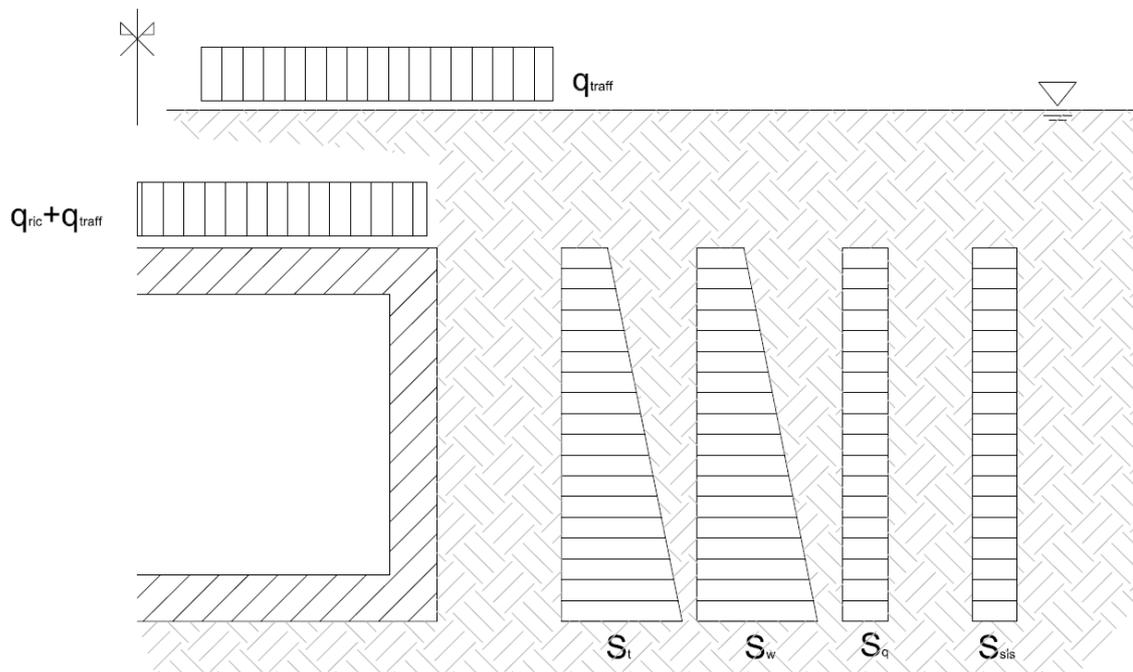
- *Fattori di inclinazione del pendio*

$$g_q = (1 - \tan \omega)^2 \quad g_c = g_q - \frac{1 - g_q}{N_c \tan \phi} \quad g_\gamma = g_q$$

dove ω è l'inclinazione del piano campagna.

6. ANALISI DEI CARICHI

Gli schemi di carico dello scatolare sono qualitativamente sintetizzati in figura. Nei paragrafi che seguono sono analizzati singolarmente i carichi.



F 2. Schema dei carichi agenti sulla struttura scatolare

6.1 Peso proprio

Il peso proprio del manufatto è calcolato in automatico dal codice di calcolo assumendo per il calcestruzzo $\gamma_{ca} = 25 \text{ kN/m}^3$.

6.2 Spinta delle terre in condizioni statiche

La spinta orizzontale del terreno (S_t) è valutata mediante l'espressione:

$$\sigma_h(z) = \gamma' z K_o$$

con

- z = profondità misurata dal piano campagna
- K_o = coefficiente di spinta a riposo; $K_o = 1 - \tan^2 \phi$

risulta pertanto una spinta del terreno con distribuzione triangolare con valore nullo al piano campagna e massimo alla base della platea.

6.3 Spinta dell'acqua

La spinta orizzontale dell'acqua (S_w) sulle pareti laterali non risulta presente vista la profondità della falda per il progetto dell'opera in esame.

6.4 Spinta delle terre in condizioni sismiche

Per l'analisi in condizioni sismiche si fa riferimento al metodo pseudo statico. L'incremento di sollecitazione della spinta delle terre per effetto dell'eccitazione sismica, nelle due sezioni caratteristiche indagate, dipende sostanzialmente dal meccanismo di collasso geotecnico derivante dagli spostamenti ammissibili del sistema parete-terreno.

In presenza di sisma la struttura scatolare tende ad avere un comportamento "rigido" (muro che non può subire spostamenti). L'incremento di spinta sismica delle terre (S_{sis}), da sommare alla spinta statica, applicata a metà della parete considerata, è dato dall'espressione proposta da WOOD:

$$S_{sis} = a_g/g \cdot g \cdot S \cdot H_{sc}$$

essendo:

- S_{sis} = incremento di spinta sismica applicata a $H_{sc}/2$;
- H_{sc} = altezza di calcolo della struttura;
- g = peso di volume saturo del terreno;
- a_g/g accelerazione orizzontale su suolo rigido;
- $S = S_s S_T$ coefficiente di amplificazione stratigrafica/topografica.

I coefficienti di intensità sismica sono dati dalle espressioni (NTC18 7.11.6.2.1):

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

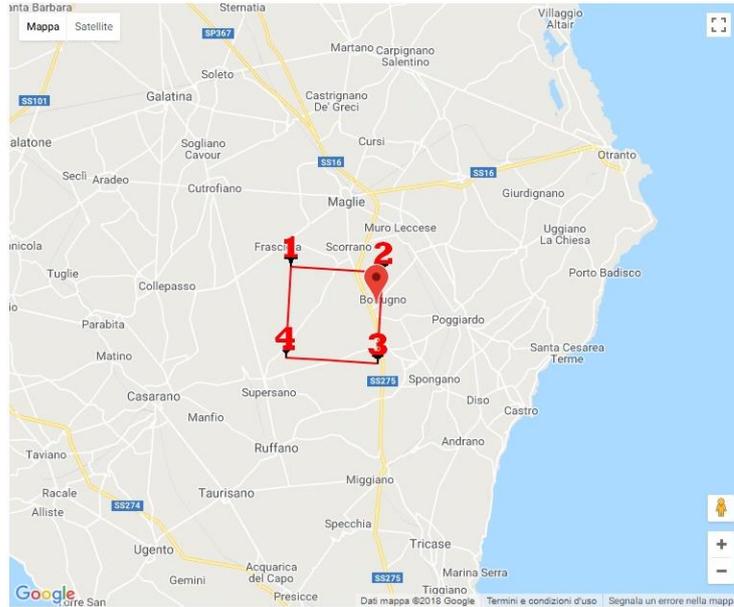
$$k_v = \pm k_h / 2$$

con:

- $a_{max} = S_s S_T a_g$;

β_m coefficiente riportato in normativa: $\beta_m = 1$ per muri che non subiscono spostamenti.

Si riportano di seguito i parametri adottati per l'analisi sismica (in condizioni di SLV) dell'opera ricavati a partire dall'individuazione secondo normativa vigente della zona sismica nella quale ricade l'intervento. Le caratteristiche fisico-meccaniche dei terreni delle unità geotecniche sono compatibili con la categoria B; le caratteristiche topografiche rispondono alla categoria T1, secondo NTC18.



Stati limite

Classe Edificio

II. Affollamento normale. Assenza di funz. pubbliche e sociali...

Vita Nominale: 50

Interpolazione: Media ponderata

CU = 1

Stato Limite	Tr [anni]	a_g [g]	Fo	T_c^* [s]
Operatività (SLO)	30	0.015	2.388	0.159
Danno (SLD)	50	0.020	2.450	0.206
Salvaguardia vita (SLV)	475	0.059	2.609	0.432
Prevenzione collasso (SLC)	975	0.083	2.581	0.486
Periodo di riferimento per l'azione sismica:	50			

Coefficienti sismici

Tipo: Muri di sostegno NTC 2018

Muri di sostegno che non sono in grado di subire spostamenti.

H (m): 1 us (m): 0.1

Cat. Sottosuolo: B

Cat. Topografica: T1

	SLO	SLD	SLV	SLC
SS Amplificazione stratigrafica	1,20	1,20	1,20	1,20
CC Coeff. funz categoria	1,59	1,51	1,30	1,27
ST Amplificazione topografica	1,00	1,00	1,00	1,00

Acc.ne massima attesa al sito [m/s²] 0.6

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0.018	0.024	0.070	0.100
kv	0.009	0.012	0.035	0.050
Amax [m/s²]	0.178	0.236	0.690	0.981

F 3. Caratterizzazione sismica del sito di interesse

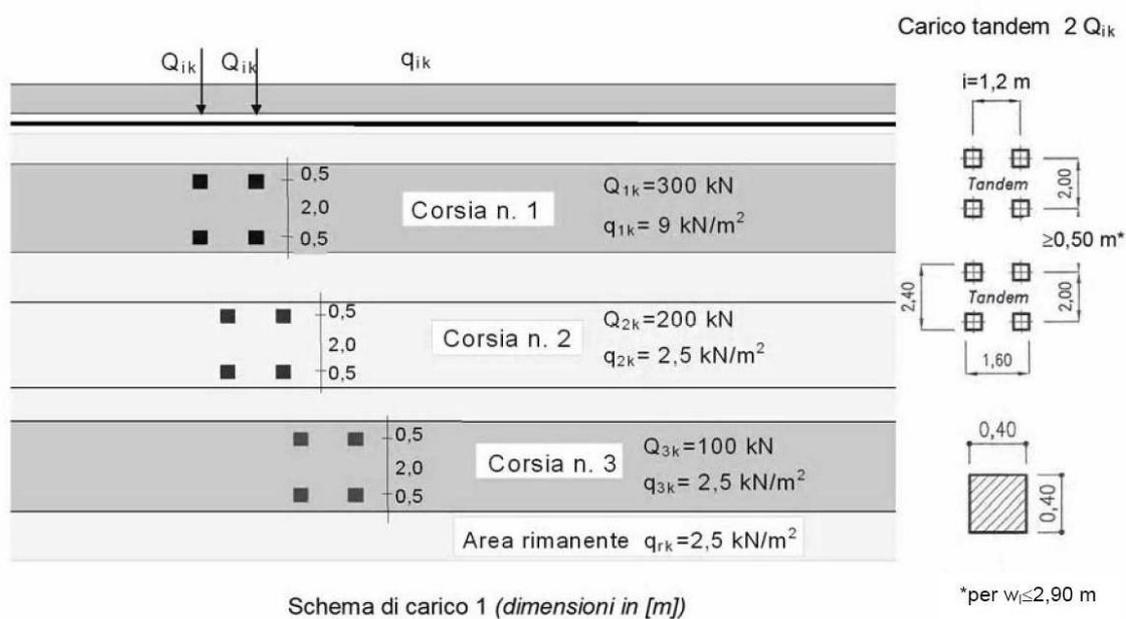
6.5 Inerzia delle masse strutturali in condizioni sismiche

L'inerzia delle masse strutturali è stata considerata tramite l'applicazione di forze statiche equivalenti alle forze di inerzia indotte dal sisma. Tale approccio consiste nell'applicazione di una forza pari al prodotto tra il coefficiente sismico precedentemente calcolato e la massa del generico elemento strutturale.

6.6 Carichi da traffico

6.6.1 Carichi agenti sulla soletta di copertura

Il carico accidentale da traffico agente sulla soletta di copertura è stato valutato secondo lo schema n.1 proposto dal D.M. 2018 "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni" e riportato nell'immagine seguente:



F.4. Schemi di carico da traffico secondo NTC2018

A favore di sicurezza, si associa a tutto il solettone, i carichi relativi alla 1a colonna di carico:

- $Q_{1a} = 2 \times 300$ kN disposti come nell'immagine precedente
- $q_{1a} = 9,00$ kN/m²,

con larghezza di ingombro convenzionale pari a 3,00 m.

L'azione del sovraccarico concentrato, determinata per una striscia di larghezza unitaria, risulta costituita da 2 carichi concentrati di intensità pari a $Q_{1a} = [(300 \text{ kN} / 3,00 \text{ m}) \times 1,00 \text{ m}] = 100 \text{ kN}$ ad interasse di 1,20 m (vedi F.5).

L'area di diffusione del relativo carico concentrato si ricava considerando i seguenti angoli di diffusione:

- Pavimentazione 45°;
- Terreno di ricoprimento 30°;
- Soletta di copertura in CA 45°.

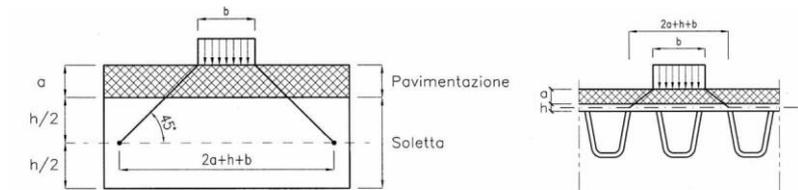
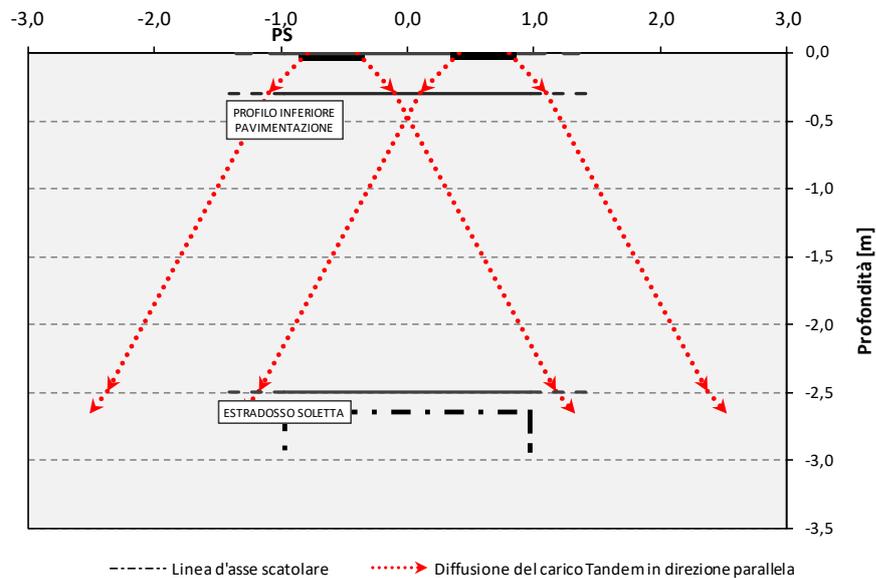


Figura 5.1.3a – Diffusione dei carichi concentrati nelle solette

Figura 5.1.3b – Diffusione dei carichi concentrati negli impalcati a piastra ortotropa

F 5. Diffusione dei carichi nell'impalcato

Conseguentemente il carico risulta diffuso come illustrato:



F 6. Ripartizione dei carichi concentrati da traffico sulla soletta superiore

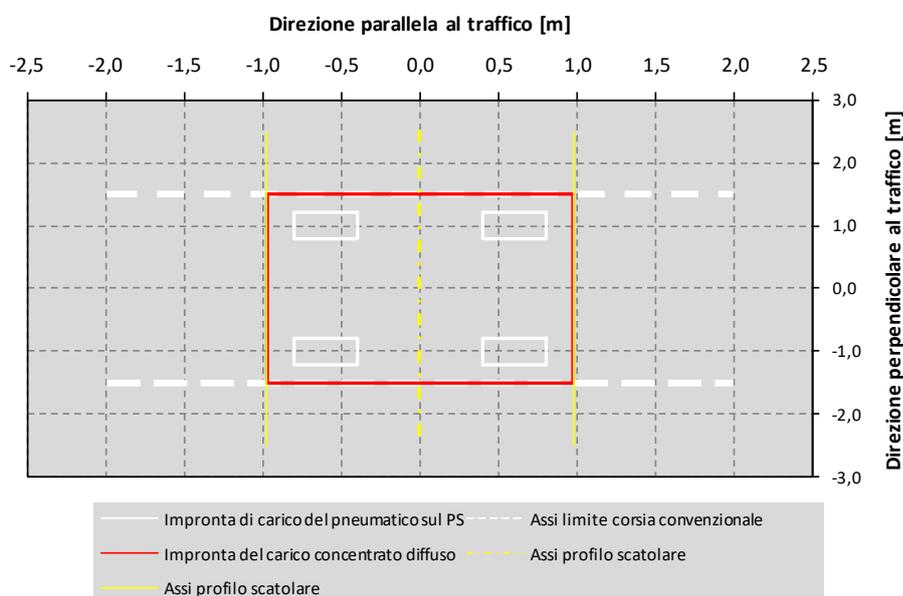
Per la valutazione dell'area di diffusione su cui ripartire il carico concentrato si assume, a vantaggio di sicurezza:

- una larghezza di ripartizione trasversale massima pari alla larghezza della striscia di carico di 1m;

- una lunghezza di ripartizione longitudinale massima pari alla lunghezza longitudinale dell'opera.

VALUTAZIONE DELLA DIFFUSIONE DEI CARICHI MOBILI CONCENTRATI STRADALI		
Dimensione dell'area di impronta del carico concentrato	b	0,40 [m]
Interasse carico concentrato in direzione parallela al traffico	i _x	1,20 [m]
Interasse carico concentrato in direzione perpendicolare al traffico	i _y	2,00 [m]
Larghezza corsia convenzionale	L _{corsia}	3,00 [m]
Carico distribuito (schema di carico 1)	q _{1k}	9,00 [kPa]
Carico tandem (schema di carico 1)	Q _{1k}	300,00 [kN]
Modello di calcolo		PIANO
Dimensione dell'area di diffusione in direzione parallela al traffico		5,04 [m]
Dimensione dell'area di diffusione in direzione perpendicolare al traffico		1,00 [m]
Dim. dell'impronta di carico applicato in direzione parallela al traffico(*)		1,95 [m]
Dim. dell'impronta di carico applicato in direzione perpendicolare al traffico(*)		1,00 [m]
Carico concentrato stradale agente sul piano stradale (PS)		200,00 [kN]
Carico concentrato stradale diffuso fino alla linea media della soletta superiore		39,68 [kPa]

(*) dimensioni dell'impronta di carico assunte a vantaggio di sicurezza.



6.6.2 Spinta laterale dovuta ai sovraccarichi accidentali

La spinta dovuta ai sovraccarichi accidentali viene valutata mediante la seguente relazione:

$$S_{cq} = q \cdot k_0 \cdot H$$

dove:

q è l'entità del sovraccarico accidentale agente (peso della pavimentazione e del terreno di ricoprimento); sono stati considerati due differenti carichi accidentali da traffico:

- carico concentrato, Q1 come da normativa, diffuso fino al piano medio della soletta di copertura
- carico distribuito su corsia

- k_0 è il coefficiente di spinta del terreno
- H è l'altezza complessiva dello strato di terreno

Il coefficiente di spinta è assunto pari a quello delle condizioni a riposo (k_0).

6.6.3 Azione della frenatura

L'azione della frenatura è stata considerata nel modello solo se persiste la seguente condizione:

$$\Delta H \leq L_{\text{corsia_convenzionale}}$$

Con:

- ΔH : distanza tra l'estradosso della pavimentazione stradale e l'estradosso della soletta superiore;
- $L_{\text{corsia_convenzionale}}$: larghezza corsia convenzionale assunta pari a 3 metri.

Nel caso in esame l'altezza del ricoprimento è tale da poter trascurare il contributo agente sulla soletta per effetto della forza di frenatura.

Sulla base delle azioni definite si riporta, in sintesi, il modello di calcolo adottato per il dimensionamento e verifica del manufatto considerato.

7. COMBINAZIONE DELLE AZIONI

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono, in accordo con le NTC2018, le seguenti combinazioni delle azioni:

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.1)$$

- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili di cui al § 2.7:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.2)$$

- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.3)$$

- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.4)$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E (v. § 3.2):

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad (2.5.5)$$

Con:

- G_1 , peso proprio di tutti gli elementi strutturali;
- G_2 , peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
- P , pretensione e precompressione (assente in questo progetto);
- Q , azioni variabili sulla struttura o sull'elemento strutturale con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel tempo
- E , azioni sismiche derivanti dai terremoti.

7.1.1 Definizione dei coefficienti di partecipazione

I valori dei coefficienti correttivi introdotti sono riportati nelle tabelle; per la struttura in esame sono stati considerati i coefficienti amplificativi riportati in normativa nel capitolo relativo ai ponti (cap. 5 - Tab. 5.1.VI).

Tab. 5.1.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1	A2
Azioni permanenti g_1 e g_3	favorevoli	γ_{G1} e γ_{G3}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali ⁽²⁾ g_2	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Azioni variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	γ_{e1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Cedimenti vincolari	favorevoli	γ_{e2} , γ_{e3} , γ_{e4}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori della colonna A2.

⁽²⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali, o di una parte di essi (ad esempio carichi permanenti portati), sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

⁽³⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna

⁽⁴⁾ 1,20 per effetti locali

T.4 Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

Tab. 5.1.VI - Coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

Azioni	Gruppo di azioni (Tab. 5.1.IV)	Coefficiente ψ_0 di combinazione	Coefficiente ψ_1 (valori frequenti)	Coefficiente ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tab. 5.1.IV)	Schema 1 (carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	--	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
Vento	a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	in esecuzione	0,8	0,0	0,0
	a ponte carico SLU e SLE	0,6	0,0	0,0
Neve	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	in esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	SLU e SLE	0,6	0,6	0,5

T.5 Coefficienti per le azioni variabili per ponti stradali

Ai sensi di quanto previsto dal NTC 2018 le combinazioni di carico sono state sviluppate secondo la Tab. 5.1.IV.A qui di seguito riportata:

Tab. 5.1.VI - Coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

Azioni	Gruppo di azioni (Tab. 5.1.IV)	Coefficiente ψ_0 di combi- nazione	Coefficiente ψ_1 (valori frequent)	Coefficiente ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tab. 5.1.IV)	Schema 1 (carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	--	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
Vento	a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	in esecuzione	0,8	0,0	0,0
	a ponte carico SLU e SLE	0,6	0,0	0,0
Neve	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	in esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	SLU e SLE	0,6	0,6	0,5

Di conseguenza, si riportano le combinazioni delle azioni implementate nel programma di calcolo, rispettivamente per le verifiche SLU e SLE.

condizioni di carico	combinazioni di carico									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
peso proprio + perm.	1,35	1,35	1,35	1,35	1	1	1	1,35	1,35	1
falda + spinta terreno	1,35	1,35	1,35	1	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1
sovraccarico A	1,35	1,35	1,35	1,35	0	0	0	1,0125	1,0125	0
sovraccarico B	1,35	1,35	1,35	1,35	0	0	0	0,54	0,54	0
sovraccarico terreno sn	1,35	1,35	0	0	1,35	1,35	0	0,54	0,54	0
sovraccarico terreno dx	1,35	0	1,35	0	1,35	0	1,35	0,54	0	0
frenatura	0	0	0	0	0	0	0	1,35	1,35	0
sisma	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1

F 7. Combinazione delle azioni agenti sull'opera in progetto per le verifiche SLU

condizioni di carico	1	2	3
peso proprio + perm.	1	1	1
falda + spinta terreno	1	1	1
sovraccarico A	1	0,75	0
sovraccarico B	1	0,4	0
sovraccarico terreno sn	1	0,4	0
sovraccarico terreno dx	1	0,4	0
frenatura	1	0	0
sisma	0	0	0

F 8. Combinazione delle azioni agenti sull'opera in progetto per le verifiche SLE
 (combinazione rara, frequente e quasi permanente)

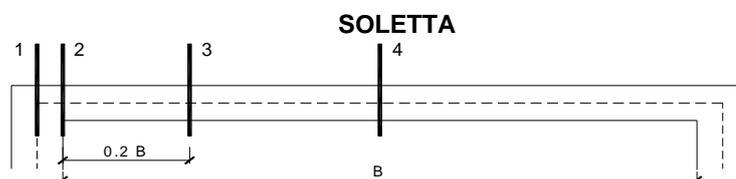
8. VERIFICHE SLU - STR

Le sollecitazioni agenti considerate si riferiscono all'involuppo delle sollecitazioni SLU-SLV. Nell'allegato si riportano gli andamenti delle caratteristiche di sollecitazione per ciascun elemento strutturale e per ciascuna combinazione di carico.

8.1 Verifiche a pressoflessione

8.1.1 Soletta superiore

La soletta superiore è armata in maniera costante, doppia e simmetrica lungo tutto il suo sviluppo e le verifiche sono eseguite in corrispondenza delle seguenti sezioni:



F 9. Sezioni sulla soletta superiore

Si riportano le sollecitazioni agenti, da involucro SLU-SLV, corrispondenti alle sezioni considerate:

sez.	M	N
	[kNm/m]	[kN/m]
1	-75,6	103,2
2	-23,0	103,2
3 min	0,0	0,0
3 max	28,3	77,7
4	55,6	77,7

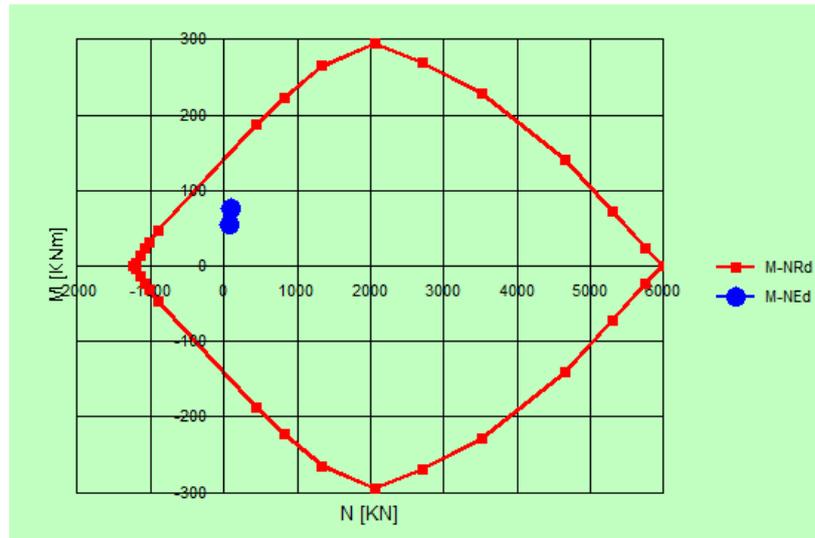
La sezione di verifica è rettangolare con base pari a 100 cm e altezza pari a 30 cm.

L'armatura longitudinale di calcolo (a flessione) è prevista come segue:

- $\varnothing 20/20$ superiori
- $\varnothing 20/20$ inferiori

Per l'armatura a taglio sono previste delle spille di legatura $\varnothing 12/15 \times 30$.

Il copriferro di calcolo è assunto pari a 50 mm.

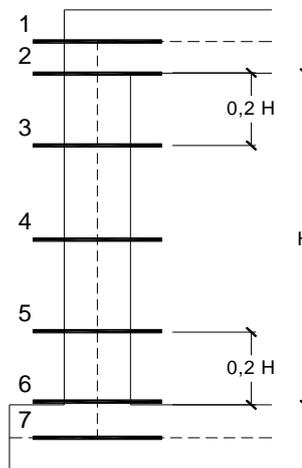


F 10. Dominio ultimo e sollecitazioni agenti sulla soletta superiore

I valori sollecitanti sono sempre inferiori a quelli resistenti, **pertanto tutte le verifiche risultano soddisfatte**

8.1.2 Piedritti

I piedritti sono armati in maniera costante, doppia e simmetrica lungo tutto il loro sviluppo e le verifiche sono eseguite in corrispondenza delle seguenti sezioni:



F 11. Sezioni sui piedritti

Si riportano le sollecitazioni agenti, da inviluppo SLU-SLV, corrispondenti alle sezioni considerate:

sez.	M	N
	[kNm/m]	[kN/m]
1	-75,6	264,1
2	-61,6	264,9
3 min	-44,7	269,5
3 max	0,0	0,0
4 min	-34,5	274,0
4 max	0,2	175,4
5 min	-34,7	283,1
5 max	0,0	0,0
6	-46,1	286,2
7	-63,6	289,2

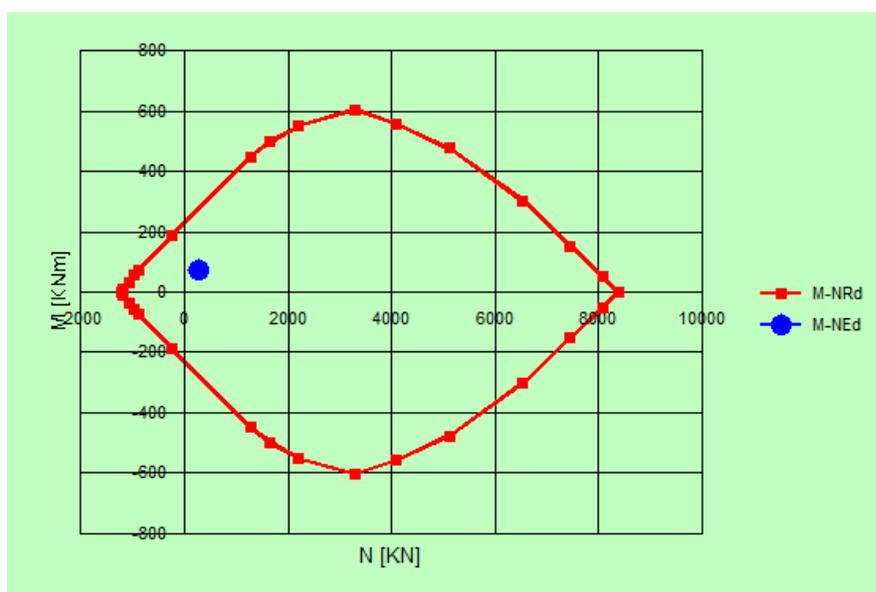
La sezione di verifica è rettangolare con base pari a 100 cm e altezza pari a 45 cm.

L'armatura longitudinale di calcolo (a flessione) è prevista come segue:

- Ø20/20 superiori
- Ø20/20 inferiori

Per l'armatura a taglio sono previste delle spille di legatura Ø12/20x30.

Il copriferro di calcolo è assunto pari a 50 mm.

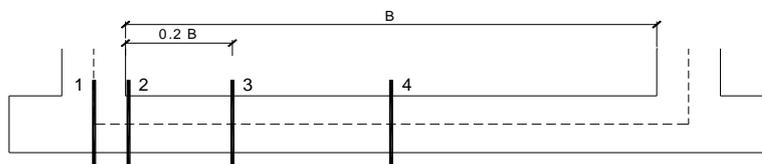


F 12. Dominio ultimo e sollecitazioni agenti sui piedritti

I valori sollecitanti sono sempre inferiori a quelli resistenti, **pertanto tutte le verifiche risultano soddisfatte.**

8.1.3 Soletta inferiore

La soletta inferiore è armata in maniera costante, doppia e simmetrica lungo tutto il loro sviluppo e le verifiche sono eseguite in corrispondenza delle seguenti sezioni:



F 13. Sezioni sulla soletta inferiore

Si riportano le sollecitazioni agenti, da involucro SLU-SLV, corrispondenti alle sezioni considerate:

sez.	M	N
	[kNm/m]	[kN/m]
1	-63,6	98,2
2	-13,6	102,8
3 min	0,0	0,0
3 max	40,0	65,1
4	68,2	65,1

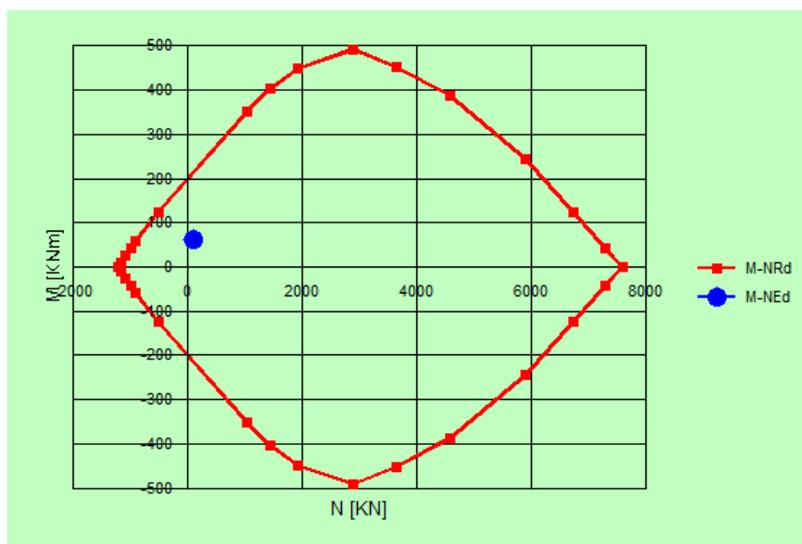
La sezione di verifica è rettangolare con base pari a 100 cm e altezza pari a 40 cm.

L'armatura longitudinale di calcolo (a flessione) è prevista come segue:

- Ø20/20 superiori
- Ø20/20 inferiori

Per l'armatura a taglio sono previste delle spille di legatura Ø12/20x30.

Il copriferro di calcolo è assunto pari a 50 mm.



F 14. Dominio ultimo e sollecitazioni agenti sulla soletta inferiore

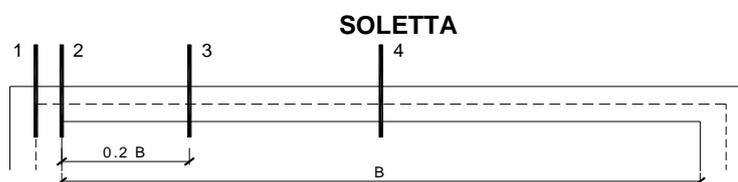
I valori sollecitanti sono sempre inferiori a quelli resistenti, **pertanto tutte le verifiche risultano soddisfatte.**

8.2 Verifiche a taglio

8.2.1 Soletta superiore

Poiché la soletta superiore dell'opera risulta armata in maniera costante, doppia e simmetrica lungo tutto il suo sviluppo, la verifica a taglio viene eseguita in corrispondenza della sezione maggiormente sollecitata.

Si riportano tuttavia le sollecitazioni agenti, da involucro SLU-SLV, nelle sezioni indicate:



F 15. Sezioni sulla soletta superiore

Sez.	V_{Ed}
(-)	(kN/m)
1	265,6
2	208,4
3	124,2
4	3,0

La sezione di verifica è rettangolare con base pari a 100 cm e altezza pari a 30 cm.

L'armatura longitudinale di calcolo (a flessione) è prevista come segue:

- $\varnothing 20/20$ superiori
- $\varnothing 20/20$ inferiori

Per l'armatura a taglio sono previste delle spille di legatura $\varnothing 12/15 \times 30$.

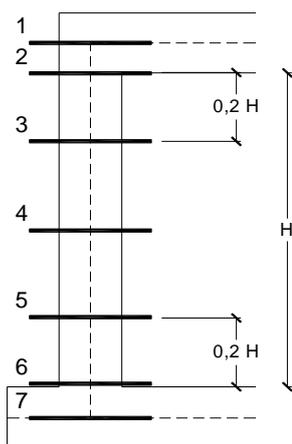
Il copriferro di calcolo è assunto pari a 50 mm.

Si riporta nel paragrafo 8.2.4 il risultato della verifica.

8.2.2 Piedritti

Poiché i piedritti dell'opera risulta armata in maniera costante, doppia e simmetrica lungo tutto il suo sviluppo, la verifica a taglio viene eseguita in corrispondenza della sezione maggiormente sollecitata.

Si riportano tuttavia le sollecitazioni agenti, da involucro SLU-SLV, nelle sezioni indicate:



F 16. Sezioni sui piedritti

Sez.	V_{Ed}
(-)	(kN/m)
1	105,5
2	90,4
3	59,5
4	13,8
5	45,6
6	80,2
7	103,8

La sezione di verifica è rettangolare con base pari a 100 cm e altezza pari a 45 cm.

L'armatura longitudinale di calcolo (a flessione) è prevista come segue:

- Ø20/20 superiori
- Ø20/20 inferiori

Per l'armatura a taglio sono previste delle spille di legatura Ø12/20x30.

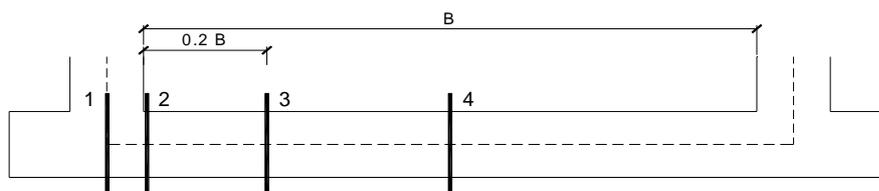
Il copriferro di calcolo è assunto pari a 50 mm.

Si riporta nel paragrafo 8.2.4 il risultato della verifica.

8.2.3 Soletta inferiore

Poiché la soletta inferiore dell'opera risulta armata in maniera costante, doppia e simmetrica lungo tutto il suo sviluppo, la verifica a taglio viene eseguita in corrispondenza della sezione maggiormente sollecitata.

Si riportano tuttavia le sollecitazioni agenti, da involucro SLU-SLV, nelle sezioni indicate:



F 17. Sezioni sulla soletta inferiore

Sez.	V_{Ed}
(-)	(kN/m)
1	227,5
2	230,5
3	120,5
4	46,8

La sezione di verifica è rettangolare con base pari a 100 cm e altezza pari a 40 cm.

L'armatura longitudinale di calcolo (a flessione) è prevista come segue:

- $\varnothing 20/20$ superiori
- $\varnothing 20/20$ inferiori

Per l'armatura a taglio sono previste delle spille di legatura $\varnothing 12/20 \times 30$.

Il copriferro di calcolo è assunto pari a 50 mm.

Si riporta nel paragrafo 8.2.4 il risultato della verifica.

8.2.4 Risultati della verifica a taglio

VERIFICA NEI CONFRONTI DELLE SOLLECITAZIONI TAGLIANTI (DM 2018)

1 - Introduzione

Si riportano i risultati della verifica nei confronti di sollecitazioni taglianti per elementi con armature trasversali resistenti al taglio.

I risultati sono riportati in tabella, dove:

- B:** Base sezione
- H:** Altezza sezione
- c:** Copriferro
- A_{Long,inf}:** Armatura longitudinale inferiore
- A_{Long,sup}:** Armatura longitudinale superiore
- A_{Trasv}:** Armatura trasversale
- V_{Ed}:** Taglio massimo agente sulla sezione
- V_{Rd}:** Taglio resistente con armature trasversali

2 - Dati generali

Materiali utilizzati:

- Classe di resistenza CLS
- Acciaio per armature ordinarie

C28/35
B450C

A vantaggio di sicurezza sono stati assunti i seguenti valori per:

- Inclinazione tra il puntone compresso e l'asse della trave
- Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave
- Sforzo normale agente sulla sezione

θ	30 [°]
α	90 [°]
N _{Ed}	0 [kN]

3 - Risultati

Elemento strutturale	DATI GEOMETRICI			DATI ARMATURA				V _{Ed} [kN]	V _{Rd} [kN]	Esito verifica
	B [cm]	H [cm]	c [cm]	A _{Long,inf}	A _{Long,sup}	A _{Trasv}	n° bracci			
Soletta	100	30	5	φ 20/20	φ 20/20	φ 20/15	3	265,60	344,94	OK
Piedritto	100	45	5	φ 20/20	φ 20/20	φ 20/20	3	105,50	413,92	OK
Fondazione	100	40	5	φ 20/20	φ 20/20	φ 20/20	3	230,50	362,18	OK

Le verifiche, pertanto, risultano soddisfatte.

9. VERIFICHE SLU – GEO

9.1.1 Verifiche a carico limite

Si riporta la verifica di capacità portante dell'opera in oggetto.

Il peso dell'opera è $P=87.82$ kN/m; le azioni variabili sono rappresentate dal traffico ipotizzato uniformemente distribuito ($q=20$ kPa) e dal possibile riempimento della sezione di deflusso del tombino ($q=27.67$ kN/m).

Fondazioni Dirette Verifica in tensioni efficaci

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma$$

D = Profondità del piano di appoggio

e_B = Eccentricità in direzione B ($e_B = Mb/N$)

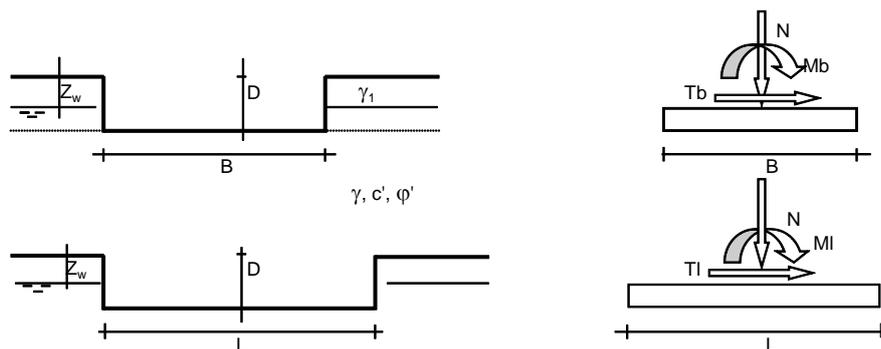
e_L = Eccentricità in direzione L ($e_L = MI/N$) (per fondazione nastriforme $e_L = 0$; $L^* = L$)

B^* = Larghezza fittizia della fondazione ($B^* = B - 2 \cdot e_B$)

L^* = Lunghezza fittizia della fondazione ($L^* = L - 2 \cdot e_L$)

(per fondazione nastriforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)

Metodo di calcolo		coefficienti parziali						
		azioni		proprietà del terreno		resistenze		
		permanenti	temporaneee variabili	$\tan \phi'$	c'	q_{lim}	scorr	
Stato Limite Ultimo	A1+M1+R1	○	1,30	1,50	1,00	1,00	1,00	1,00
	A2+M2+R2	○	1,00	1,30	1,25	1,25	1,80	1,00
	SISMA	○	1,00	1,00	1,25	1,25	1,80	1,00
	A1+M1+R3	●	1,30	1,50	1,00	1,00	2,30	1,10
	SISMA	○	1,00	1,00	1,00	1,00	2,30	1,10
Tensioni Ammissibili		○	1,00	1,00	1,00	1,00	3,00	3,00
Definiti dal Progettista		○	1,35	1,50	1,00	1,00	1,40	1,00



(Per fondazione nastriforme $L = 100$ m)

B = 2,40 (m)
 L = 100,00 (m)
 D = 0,50 (m)



AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	87,82	47,67	185,67
Mb [kNm]	0,00	0,00	0,00
MI [kNm]	0,00	0,00	0,00
Tb [kN]	0,00	0,00	0,00
TI [kN]	0,00	0,00	0,00
H [kN]	0,00	0,00	0,00

Peso unità di volume del terreno

$\gamma_1 = 20,00$ (kN/mc)
 $\gamma = 20,00$ (kN/mc)

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$c' = 0,00$ (kN/mq)
 $\varphi' = 25,00$ (°)

Valori di progetto

$c' = 0,00$ (kN/mq)
 $\varphi' = 25,00$ (°)

Profondità della falda

$Z_w = 100,00$ (m)

$e_B = 0,00$ (m)
 $e_L = 0,00$ (m)

$B^* = 2,40$ (m)
 $L^* = 1,00$ (m)

q : sovraccarico alla profondità D

$q = 10,00$ (kN/mq)

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$\gamma = 20,00$ (kN/mc)

Nc, Nq, Ny : coefficienti di capacità portante

$Nq = \tan^2(45 + \varphi'/2) * e^{(\pi * \tan \varphi')}$

$Nq = 10,66$

$Nc = (Nq - 1) / \tan \varphi'$

$Nc = 20,72$

$N\gamma = 2 * (Nq + 1) * \tan \varphi'$

$N\gamma = 10,88$

s_c, s_q, s_γ : fattori di forma

$$s_c = 1 + B \cdot N_q / (L \cdot N_c)$$

$$s_c = 1,00$$

$$s_q = 1 + B \cdot \tan \varphi' / L$$

$$s_q = 1,00$$

$$s_\gamma = 1 - 0,4 \cdot B / L$$

$$s_\gamma = 1,00$$

i_c, i_q, i_γ : fattori di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 0,00 \quad \theta = \arctg(T_b/T_I) = 0,00 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 0,00 \quad m = 2,00 \quad (-)$$

(m=2 nel caso di fondazione nastriforme e
 $m = (m_b \sin^2 \theta + m_l \cos^2 \theta)$ in tutti gli altri casi)

$$i_q = (1 - H / (N + B \cdot L^* \cdot c' \cdot \cotg \varphi'))^m$$

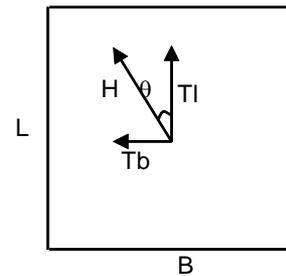
$$i_q = 1,00$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$$

$$i_c = 1,00$$

$$i_\gamma = (1 - H / (N + B \cdot L^* \cdot c' \cdot \cotg \varphi'))^{(m+1)}$$

$$i_\gamma = 1,00$$



d_c, d_q, d_γ : fattori di profondità del piano di appoggio

$$\text{per } D/B^* \leq 1; d_q = 1 + 2 D \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2 / B^*$$

$$\text{per } D/B^* > 1; d_q = 1 + (2 \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2) \cdot \arctan (D / B^*)$$

$$d_q = 1,16$$

$$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \varphi')$$

$$d_c = 1,17$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1,00$$

b_c, b_q, b_γ : fattori di inclinazione base della fondazione

$$b_q = (1 - \beta_f \tan \varphi')^2 \quad \beta_f + \beta_p = \quad 0,00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_q = \quad 1,00$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \varphi')$$

$$b_c = \quad 1,00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = \quad 1,00$$

g_c, g_q, g_γ : fattori di inclinazione piano di campagna

$$g_q = (1 - \tan \beta_p)^2 \quad \beta_f + \beta_p = \quad 0,00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_q = \quad 1,00$$

$$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan \varphi')$$

$$g_c = \quad 1,00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = \quad 1,00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = \quad 231,96 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

$$q = N / B \cdot L^*$$

$$q = \quad 77,36 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = \quad 100,85 \quad \geq \quad q = \quad 77,36 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Le verifiche risultano pertanto **soddisfatte**.

10. VERIFICHE SLE

Ai fini della verifica, si riportano, per le sezioni indicate, i valori delle tensioni di esercizio relative alle seguenti combinazioni:

- Combinazione rara;
- Combinazione quasi permanente;

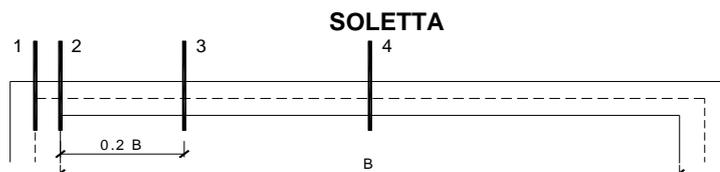
Ed i valori delle aperture delle fessure corrispondenti alle seguenti combinazioni:

- Combinazione frequente;
- Combinazione quasi permanente.

10.1.1 Soletta superiore

Poiché la soletta superiore dell'opera risulta armata in maniera costante, doppia e simmetrica lungo tutto il suo sviluppo, le verifiche SLE sono eseguite in corrispondenza delle sezioni maggiormente sollecitate.

Si riportano, per ciascuna combinazione, i valori delle tensioni di esercizio e delle aperture delle fessure per le sezioni indicate:



F 18. Sezioni sulla soletta superiore

sez.	M	N	Af	A'f	σ_c	σ_f
	[kNm/m]	[kN/m]	[cmq/m]	[cmq/m]	[Mpa]	[Mpa]
1	-55,1	78,8	16	16	5,19	135,56
2	-16,4	78,8	16	16	1,55	24,24
3 min	0,0	0,0	16	16	0,00	0,00
3 max	19,5	78,8	16	16	1,86	33,13
4	39,8	78,8	16	16	3,76	91,12

F 19. Tensioni di esercizio per la combinazione rara

sez.	M	N	Af	A'f	σ_c	σ_f
	[kNm/m]	[kN/m]	[cmq/m]	[cmq/m]	[Mpa]	[Mpa]
1	-47,2	73,8	16	16	4,45	114,32
2	-14,3	73,8	16	16	1,36	20,00
3 min	0,0	0,0	16	16	0,00	0,00
3 max	16,2	73,8	16	16	1,54	25,06
4	33,3	73,8	16	16	3,16	74,09

F 20. Tensioni di esercizio per la combinazione quasi permanente

sez.	M	N	i	ϕ	Af	A'f	σ_c	σ_f	wk
	[kNm/m]	[kN/m]	[cm]	[mm]	[cmq/m]	[cmq/m]	[Mpa]	[Mpa]	[mm]
1	-52,2	76,2	20	20	16	16	4,92	128,13	0,104
2	-15,6	76,2	20	20	16	16	1,48	22,80	0,018
3 min	0,0	0,0	20	20	16	16	0,00		
3 max	18,4	76,2	20	20	16	16	1,75	30,64	0,024
4	37,5	76,2	20	20	16	16	3,55	85,48	0,069

F 21. Apertura delle fessure per la combinazione frequente

sez.	M	N	i	ϕ	Af	A'f	σ_c	σ_f	wk
	[kNm/m]	[kN/m]	[cm]	[mm]	[cmq/m]	[cmq/m]	[Mpa]	[Mpa]	[mm]
1	-47,2	73,8	20	20	16	16	4,45	114,32	0,093
2	-14,3	73,8	20	20	16	16	1,36	20,00	0,015
3 min	0,0	0,0	20	20	16	16	0,00		
3 max	16,2	73,8	20	20	16	16	1,54	25,06	0,019
4	33,3	73,8	20	20	16	16	3,16	74,09	0,060

F 22. Apertura delle fessure per la combinazione quasi permanente

La sezione di verifica è rettangolare con base pari a 100 cm e altezza pari a 40 cm.

L'armatura longitudinale di calcolo (a flessione) è prevista come segue:

- $\varnothing 20/20$ superiori
- $\varnothing 20/20$ inferiori

Per l'armatura a taglio sono previste delle spille di legatura $\varnothing 12/20 \times 30$.

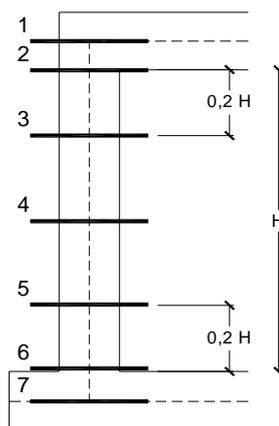
Il copriferro di calcolo è assunto pari a 50 mm.

Si riportano nel paragrafo 10.1.4 il risultato della verifiche delle tensioni di esercizio, e nel paragrafo 10.1.5 il risultato delle verifiche di apertura delle fessure.

10.1.2 Piedritti

Poiché i piedritti dell'opera risulta armata in maniera costante, doppia e simmetrica lungo tutto il suo sviluppo, le verifiche SLE sono eseguite in corrispondenza delle sezioni maggiormente sollecitate.

Si riportano, per ciascuna combinazione, i valori delle tensioni di esercizio e delle aperture delle fessure per le sezioni indicate:



F 23. Sezioni sui piedritti

sez.	M	N	Af	A'f	σ_c	σ_f
	[kNm/m]	[kN/m]	[cmq/m]	[cmq/m]	[Mpa]	[Mpa]
1	-55,1	194,5	16	16	2,41	42,73
2	-44,1	196,2	16	16	1,90	25,35
3 min	-27,3	199,6	16	16	1,16	4,63
3 max	0,0	0,0	16	16	0,00	0,00
4 min	-17,5	203,0	16	16	0,85	-1,01
4 max	0,0	0,0	16	16	0,00	0,00
5 min	-19,9	209,7	16	16	0,92	-0,39
5 max	0,0	0,0	16	16	0,00	0,00
6	-32,5	213,1	16	16	1,38	7,99
7	-45,3	215,4	16	16	1,95	23,29

F 24. Tensioni di esercizio per la combinazione rara

sez.	M	N	Af	A'f	σ_c	σ_f
	[kNm/m]	[kN/m]	[cmq/m]	[cmq/m]	[Mpa]	[Mpa]
1	-47,2	165,3	16	16	2,06	37,00
2	-37,0	167,0	16	16	1,59	20,75
3 min	-21,3	170,3	16	16	0,92	2,45
3 max	0,0	0,0	16	16	0,00	0,00
4 min	-12,4	173,7	16	16	0,66	-1,60
4 max	0,0	0,0	16	16	0,00	0,00
5 min	-15,3	180,5	16	16	0,75	-0,98
5 max	0,0	0,0	16	16	0,00	0,00
6	-27,7	183,8	16	16	1,17	6,56
7	-40,1	186,1	16	16	1,73	21,54

F 25. Tensioni di esercizio per la combinazione quasi permanente

sez.	M	N	i	↓	Af	A'f	σ_c	σ_f	wk
	[kNm/m]	[kN/m]	[cm]	[mm]	[cmq/m]	[cmq/m]	[Mpa]	[Mpa]	[mm]
1	-52,2	184,1	20	20	16	16	2,28	40,61	0,034
2	-41,6	185,8	20	20	16	16	1,80	23,81	0,020
3 min	-25,4	189,2	20	20	16	16	1,08	4,01	0,003
3 max	0,0	0,0	20	20	16	16	0,00		
4 min	-16,0	192,6	20	20	16	16	0,79		
4 max	0,0	0,0	20	20	16	16	0,00		
5 min	-18,5	199,3	20	20	16	16	0,87		
5 max	0,0	0,0	20	20	16	16	0,00		
6	-30,8	202,7	20	20	16	16	1,31	7,53	0,006
7	-43,3	205,0	20	20	16	16	1,86	22,50	0,018

F 26. Apertura delle fessure per la combinazione frequente

sez.	M	N	i	↓	Af	A'f	σ_c	σ_f	wk
	[kNm/m]	[kN/m]	[cm]	[mm]	[cmq/m]	[cmq/m]	[Mpa]	[Mpa]	[mm]
1	-47,2	165,3	20	20	16	16	2,06	37,00	0,031
2	-37,0	167,0	20	20	16	16	1,59	20,75	0,017
3 min	-21,3	170,3	20	20	16	16	0,92	2,45	0,002
3 max	0,0	0,0	20	20	16	16	0,00		
4 min	-12,4	173,7	20	20	16	16	0,66		
4 max	0,0	0,0	20	20	16	16	0,00		
5 min	-15,3	180,5	20	20	16	16	0,75		
5 max	0,0	0,0	20	20	16	16	0,00		
6	-27,7	183,8	20	20	16	16	1,17	6,56	0,005
7	-40,1	186,1	20	20	16	16	1,73	21,54	0,018

F 27. Apertura delle fessure per la combinazione quasi permanente

La sezione di verifica è rettangolare con base pari a 100 cm e altezza pari a 50 cm.

L'armatura longitudinale di calcolo (a flessione) è prevista come segue:

- Ø20/20 superiori
- Ø20/20 inferiori

Per l'armatura a taglio sono previste delle spille di legatura Ø12/20x30.

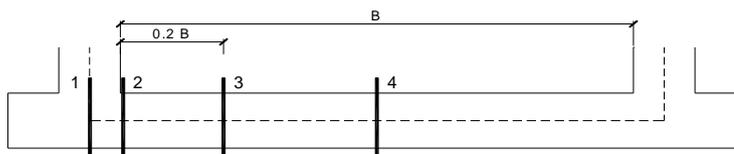
Il copriferro di calcolo è assunto pari a 50 mm.

Si riportano nel paragrafo 10.1.4 il risultato della verifiche delle tensioni di esercizio, e nel paragrafo 10.1.5 il risultato delle verifiche di apertura delle fessure.

10.1.3 Soletta inferiore

Poiché la soletta inferiore dell'opera risulta armata in maniera costante, doppia e simmetrica lungo tutto il suo sviluppo, le verifiche SLE sono eseguite in corrispondenza delle sezioni maggiormente sollecitate.

Si riportano, per ciascuna combinazione, i valori delle tensioni di esercizio e delle aperture delle fessure per le sezioni indicate:



F 28. Sezioni sulla soletta inferiore

sez.	M	N	Af	A'f	σ_c	σ_f
	[kNm/m]	[kN/m]	[cmq/m]	[cmq/m]	[Mpa]	[Mpa]
1	-45,3	72,6	16	16	2,46	69,91
2	-7,2	72,6	16	16	0,40	0,42
3 min	0,0	0,0	16	16	0,00	0,00
3 max	26,6	72,5	16	16	1,45	32,67
4	47,5	72,5	16	16	2,58	74,49

F 29. Tensioni di esercizio per la combinazione rara

sez.	M	N	Af	A'f	σ_c	σ_f
	[kNm/m]	[kN/m]	[cmq/m]	[cmq/m]	[Mpa]	[Mpa]
1	-40,1	70,4	16	16	2,18	60,17
2	-7,3	70,4	16	16	0,40	0,58
3 min	0,0	0,0	16	16	0,00	0,00
3 max	22,0	70,4	16	16	1,20	24,15
4	40,0	70,4	16	16	2,18	60,02

F 30. Tensioni di esercizio per la combinazione quasi permanente

sez.	M	N	i	ϕ	Af	A'f	σ_c	σ_f	wk
	[kNm/m]	[kN/m]	[cm]	[mm]	[cmq/m]	[cmq/m]	[Mpa]	[Mpa]	[mm]
1	-43,3	70,9	20	20	16	16	2,35	66,48	0,058
2	-7,1	70,9	20	20	16	16	0,39	0,45	0,000
3 min	0,0	0,0	20	20	16	16	0,00		
3 max	25,1	70,8	20	20	16	16	1,37	30,11	0,025
4	45,0	70,8	20	20	16	16	2,44	69,85	0,061

F 31. Apertura delle fessure per la combinazione frequente

sez.	M	N	i	ϕ	Af	A'f	σ_c	σ_f	wk
	[kNm/m]	[kN/m]	[cm]	[mm]	[cmq/m]	[cmq/m]	[Mpa]	[Mpa]	[mm]
1	-40,1	70,4	20	20	16	16	2,18	60,17	0,052
2	-7,3	70,4	20	20	16	16	0,40	0,58	0,000
3 min	0,0	0,0	20	20	16	16	0,00		
3 max	22,0	70,4	20	20	16	16	1,20	24,15	0,020
4	40,0	70,4	20	20	16	16	2,18	60,02	0,052

F 32. Apertura delle fessure per la combinazione quasi permanente

La sezione di verifica è rettangolare con base pari a 100 cm e altezza pari a 50 cm.

L'armatura longitudinale di calcolo (a flessione) è prevista come segue:

- Ø20/20 superiori
- Ø20/20 inferiori

Per l'armatura a taglio sono previste delle spille di legatura Ø12/20x30.

Il copriferro di calcolo è assunto pari a 50 mm.

Si riportano nel paragrafo 10.1.4 il risultato della verifiche delle tensioni di esercizio, e nel paragrafo 10.1.5 il risultato delle verifiche di apertura delle fessure.

10.1.4 Verifiche delle tensioni di esercizio

VERIFICHE DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO (DM 2018)

1 - Introduzione

Per la combinazione di azioni prescelta, si confrontano le massime tensioni, sia nel calcestruzzo ($\sigma_{c,max}$) sia nelle armature ($\sigma_{s,max}$), per ciascun elemento strutturale, con i valori di tensione massimi consentiti ($\sigma_{c,lim}$, $\sigma_{s,lim}$). La verifica risulta soddisfatta se:

$$\sigma_{c,max} \leq \sigma_{c,lim}$$

$$\sigma_{s,max} \leq \sigma_{s,lim}$$

I risultati sono riportati in tabella, dove:

B: Base sezione

H: Altezza sezione

c: Copriferro

$A_{Long,inf}$: Armatura longitudinale inferiore

$A_{Long,sup}$: Armatura longitudinale superiore

N_{Ed} : Sforzo normale agente da calcolo

M_{Ed} : Momento flettente agente da calcolo

$\sigma_{c,lim}$: Valore limite della tensione di esercizio del CLS

$\sigma_{c,max}$: Valore massimo di calcolo della tensione di esercizio del CLS

$\sigma_{s,lim}$: Valore limite della tensione di esercizio dell'acciaio

$\sigma_{s,max}$: Valore massimo di calcolo della tensione di esercizio dell'acciaio

2 - Dati generali

Materiali utilizzati:

- Classe di resistenza CLS	C28/35	f_{ck}	28,00 [MPa]
- Acciaio per armature ordinarie	B450C	f_{yk}	450,00 [MPa]

3 - Risultati

- Combinazione delle azioni	Rara
- Tensione limite del CLS per la combinazione di azione prescelta	0,6 f_{ck}
- Tensione limite dell'acciaio per la combinazione di azione prescelta	0,80 f_{yk}

Elemento strutturale	DATI GEOMETRICI			DATI ARMATURA		AZIONI						Esito verifica
	B [cm]	H [cm]	c [cm]	$A_{Long,inf}$	$A_{Long,sup}$	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	σ_c [MPa]	$\sigma_{c,max}$ [MPa]	σ_s [MPa]	$\sigma_{s,max}$ [MPa]	
Soletta	100	30	5	ϕ 20/20	ϕ 20/20	78,80	55,10	5,19	16,80	135,56	360,00	OK
Parete	100	45	5	ϕ 20/20	ϕ 20/20	194,50	55,10	2,41	16,80	42,73	360,00	OK
Fondazione	100	40	5	ϕ 20/20	ϕ 20/20	72,50	47,50	2,58	16,80	74,49	360,00	OK

- Combinazione delle azioni	Quasi permanente
- Tensione limite del CLS per la combinazione di azione prescelta	0,45 f_{ck}
- Tensione limite dell'acciaio per la combinazione di azione prescelta	0,80 f_{yk}

Elemento strutturale	DATI GEOMETRICI			DATI ARMATURA		AZIONI						Esito verifica
	B [cm]	H [cm]	c [cm]	$A_{Long,inf}$	$A_{Long,sup}$	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	σ_c [MPa]	$\sigma_{c,max}$ [MPa]	σ_s [MPa]	$\sigma_{s,max}$ [MPa]	
Soletta	100	30	5	ϕ 20/20	ϕ 20/20	73,80	47,20	4,45	12,60	114,32	360,00	OK
Parete	100	45	5	ϕ 20/20	ϕ 20/20	165,30	47,20	2,06	12,60	37,00	360,00	OK
Fondazione	100	40	5	ϕ 20/20	ϕ 20/20	40,10	70,40	2,18	12,60	60,17	360,00	OK

Le verifiche, pertanto, risultano soddisfatte.

10.1.5 Verifiche di apertura delle fessure

VERIFICA DI FESSURAZIONE (DM 2018)

1 - Introduzione

Per la combinazione di azioni prescelta, si confronta il valore massimo dell'apertura della fessura (w_d), per ciascun elemento strutturale, con il valore nominale (w_k). La verifica risulta soddisfatta se:

$$w_d \leq w_k$$

I risultati sono riportati in tabella, dove:

B: Base sezione

H: Altezza sezione

c: Copriferro

$A_{Long,inf}$: Armatura longitudinale inferiore

$A_{Long,sup}$: Armatura longitudinale superiore

N_{Ed} : Sforzo normale agente da calcolo

M_{Ed} : Momento flettente agente da calcolo

w_k : Valore nominale dell'apertura delle fessure

w_d : Valore di calcolo dell'apertura delle fessure

2 - Dati generali

- Classe di esposizione

XC3

- Condizioni ambientali

Ordinarie

- Tipologia di armatura

Poco sensibili

Materiali utilizzati:

- Classe di resistenza CLS

C32/40

- Acciaio per armature ordinarie

B450C

3 - Risultati

- Combinazione delle azioni

Frequente

- Apertura limite per la combinazione di azioni e condizione ambientali prescelti

0,40 mm

Elemento strutturale	DATI GEOMETRICI			DATI ARMATURA		AZIONI			w_d [mm]	w_2 [mm]	Esito verifica
	B [cm]	H [cm]	c [cm]	$A_{Long,inf}$	$A_{Long,sup}$	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	w_d [mm]			
Soletta	100	30	5	φ 20/20	φ 20/20	76,20	52,20	0,10	0,40	OK	
Parete	100	45	5	φ 20/20	φ 20/20	184,10	52,20	0,03	0,40	OK	
Fondazione	100	40	5	φ 20/20	φ 20/20	55,90	191,70	0,24	0,40	OK	

- Combinazione delle azioni

Quasi permanente

- Apertura limite per la combinazione di azioni e condizione ambientali prescelti

0,30 mm

Elemento strutturale	DATI GEOMETRICI			DATI ARMATURA		AZIONI			w_d [mm]	w_2 [mm]	Esito verifica
	B [cm]	H [cm]	c [cm]	$A_{Long,inf}$	$A_{Long,sup}$	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	w_d [mm]			
Soletta	100	30	5	φ 20/20	φ 20/20	73,80	47,20	0,09	0,30	OK	
Parete	100	45	5	φ 20/20	φ 20/20	165,30	47,20	0,03	0,30	OK	
Fondazione	100	40	5	φ 20/20	φ 20/20	70,80	45,00	0,06	0,30	OK	

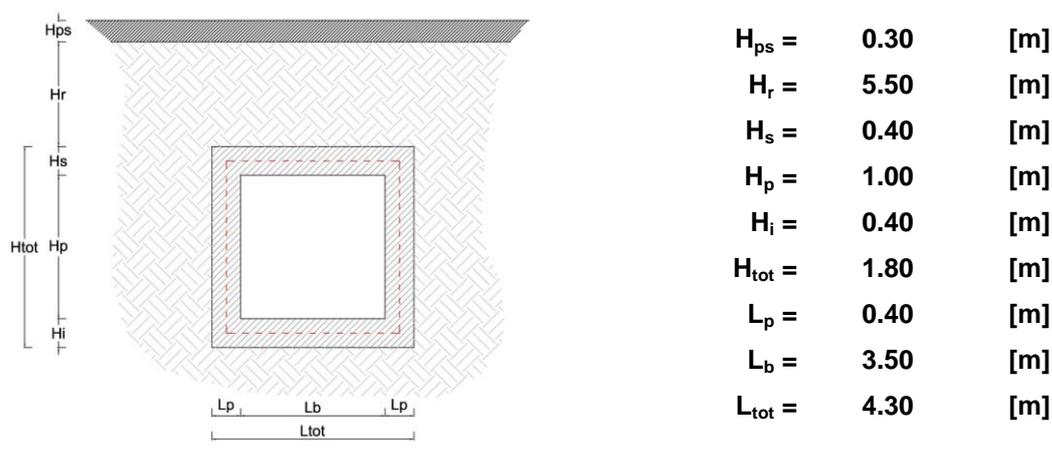
Le verifiche, pertanto, risultano soddisfatte.

11. PREMESSA - TOMBINO 3,50X1,00

Nell'ambito dei lavori di ammodernamento e adeguamento della S.S. 275 – Strada Statale Maglie – Santa Maria di Leuca sono previsti 12 tombini scatolari (tombino n. 6, 8, 11, 12, 13, 15, 15bis, 18, 19, 20) che variano per dimensioni tra 1,00x0,50m a 3,50x1,00m. I calcoli riportati nella presente relazione si riferiscono al tombino idraulico scatolare di dimensioni maggiori e pari a 3.50m x 1.00m con ricoprimento massimo pari a 5.80m.

La struttura è progettata coerentemente con quanto previsto dalla normativa vigente.

L'opera ricade in zona sismica, pertanto, saranno considerate le azioni previste dalla normativa vigente NTC 2018 così come riportato nei capitoli successivi.



F 33. Caratteristiche geometriche del tombino scatolare

12. NORMATIVA E RIFERIMENTI

I calcoli e le disposizioni esecutive sono conformi alle norme attualmente in vigore elencate nel seguito.

- [VIII] *D. M. Min. II. TT. del 17 gennaio 2018 – Norme tecniche per le costruzioni;*
- [IX] *UNI EN 1990 (Eurocodice 0) – Aprile 2006: “Criteri generali di progettazione strutturale”;*
- [X] *Linee guida sul calcestruzzo strutturale - Presidenza del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici - Servizio Tecnico Centrale;*
- [XI] *UNI EN 197-1 giugno 2001 – “Cemento: composizione, specificazioni e criteri di conformità per cementi comuni;*
- [XII] *UNI EN 11104 marzo 2004 – “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità”, complementari per l’applicazione delle EN 206-1;*
- [XIII] *UNI EN 206-1 ottobre 2006 – “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità”.*
- [XIV] *CNR 10024/86 – Analisi mediante elaboratore: impostazione e redazione delle relazioni di calcolo.*

13. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Le caratteristiche dei materiali impiegati sono di seguito riportate:

- Calcestruzzo di classe C12/15 (R_{ck} 15 N/mm²) per sottofondazione.
- Calcestruzzo di classe C28/35 (R_{ck} 35 N/mm²) per strutture in CA.
- Acciaio B450C per armature metalliche.

13.1 Calcestruzzo

Trattandosi di strutture a permanente contatto con il terreno si adotta un copriferro di 5 cm.

CLASSE CONGLOMERATO			C 28/35
Resistenza caratteristica cubica a 28 giorni	R_{ck}	35	[N/mm ²]
Classe di esposizione		XC3	
Classe di consistenza		S4	
Rapporto a/c		0.55	
Dosaggio cemento		320	[kg/mc]
Diametro massimo aggregati		32	[mm]
Resistenza caratteristica cilindrica a 28 giorni	$f_{ck} = 0.83 R_{ck}$	29.05	[N/mm ²]
Valore medio della resistenza cilindrica	$f_{cm} = f_{ck} + 8$	37.05	[N/mm ²]
Resistenza di calcolo breve durata	$f_{cd} \text{ (Breve durata)} = f_{ck} / 1.5$	19.37	[N/mm ²]
Resistenza di calcolo lunga durata	$f_{cd} \text{ (Lungo durata)} = 0.85 f_{cd}$	16.46	[N/mm ²]
Resistenza media a trazione assiale	$f_{ctm} = 0.3 (f_{ck})^{2/3}$	2.83	[N/mm ²]
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk 0,05} = 0.7 f_{ctm}$	1.98	[N/mm ²]
Resistenza media a trazione per flessione	$f_{ctm} = 1.2 f_{ctm}$	3.40	[N/mm ²]
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} = f_{ctk 0,05} / 1.5$	1.32	[N/mm ²]
Modulo di Young	$E = 22000 (f_{cm}/10)^{0.3}$	32588	[N/mm ²]

13.2 Acciaio per cemento armato

TIPO DI ACCIAIO			B450C
Resistenza caratteristica a rottura	f_{tk}	540	[N/mm ²]
Resistenza caratteristica a snervamento	f_{yk}	450	[N/mm ²]
Modulo elastico	E_s	210000	[N/mm ²]
Resistenza di calcolo	$f_{yd} = f_{yk}/1.15$	391.3	[N/mm ²]

13.3 Durabilità, prescrizioni sui materiali, scelta degli stati limite di fessurazione e dei copriferri

Il calcestruzzo deve essere in grado di resistere in maniera soddisfacente alle condizioni ambientali e di lavoro cui è sottoposto durante la vita dell'opera. Nella presente sezione si valutano pertanto le caratteristiche dei calcestruzzi (resistenza caratteristica, copriferri, ecc..) da impiegare per la realizzazione delle diverse parti dell'opera in oggetto tali da conseguire il requisito di durabilità richiesto.

In relazione alle classi di esposizione ambientale definite nella *UNI EN 206-1* e nella *UNI 11104*, sono state attribuite ai diversi elementi strutturali le seguenti classi di esposizione alle quali sono state associate le condizioni ambientali:

tombino idraulico scatolare *XC3* *umidità moderata;*

L'armatura deve essere protetta da un adeguato ricoprimento di calcestruzzo (copriferro) dimensionato in funzione dell'aggressività dell'ambiente e della sensibilità delle armature alla corrosione, tenendo anche conto della tolleranza di posa delle armature.

La distanza tra la parete interna del cassero e la generatrice dell'armatura metallica più vicina, individua il cosiddetto "copriferro nominale".

Considerate le classi di esposizione ambientale, la tipologia delle opere e le classi del calcestruzzo impiegato, i valori del copri ferro minimo sono assunti pari a:

Elemento	Copriferro minimo di progetto c_{min} (mm)
Tombino idraulico scatolare	50

T.6 Valori dei copriferri di progetto

14. CARATTERISTICHE GEOTECNICHE

Nei paragrafi seguenti sono riportati i parametri geotecnici di riferimento utilizzati nel dimensionamento delle opere in oggetto.

14.1 Terreni di ricoprimento

PROPRIETA'	SIGLA	VALORE	U.M.
Peso specifico	γ	18.00	[kN/m ³]
Angolo di attrito	ϕ	35.00	[°]
Coesione	c	0.00	[kPa]
Coefficiente di spinta a riposo	$K_o^{(*)}$	0.43	[-]

(*) calcolata avvalendosi della formulazione di Jaky (1944) $K_o=1-\text{sen}(\phi)$

T.7 Caratteristiche fisico-meccaniche dei terreni di ricoprimento

Per il rinfianco si adottano i medesimi parametri fisico-meccanici.

14.2 Terreni di fondazione

PROPRIETA'	SIGLA	VALORE	U.M.
Peso specifico	γ	20.00	[kN/m ³]
Angolo di attrito	ϕ	25.00	[°]
Coesione	c	0.00	[kPa]
Molle Winkler	k	75625	[kN/m ³]
Modulo di elasticità	E	15.00	[MPa]

T.8 Caratteristiche fisico-meccaniche terreni di fondazione

La falda è assunta a profondità tale da non interferire con il volume significativo interessato dall'opera in progetto.

15. CRITERI DI CALCOLO E DEFINIZIONE DELLE AZIONI

15.1 Software di calcolo

Per l'analisi del manufatto è stato utilizzato un foglio di calcolo, sviluppato in ambiente VBA-Excel, per il calcolo di strutture scatolari. Il calcolo dei domini N-M impiegati nelle verifiche a pressoflessione, invece, è stato condotto con l'ausilio del programma VCA-Slu del prof. Piero Gelfi.

L'affidabilità dei codici è stata verificata grazie al positivo riscontro con codici di calcolo commerciali e calcolo manuale per semplici configurazioni.

Per determinare le caratteristiche sismiche del sito di progetto è stato impiegato l'applicativo "GeoStru-Parametri Sismici".

15.2 Modellazione

Le analisi sono state condotte su una striscia unitaria di struttura mediante un modello di calcolo bidimensionale in condizioni di deformazione piana.

La struttura è definita sulla base degli assi baricentrici degli elementi. La fondazione, invece, è rappresentata con schema di trave su letto di molle (alla Winkler) non reagenti a trazione. Il valore della costante di sottofondo adottato nel calcolo è riportato nella tabella T.3.

15.3 Verifiche SLU-STR

15.3.1 Verifiche a pressoflessione

La verifica agli SLU è stata realizzata attraverso il calcolo dei domini di interazione N-M, ovvero il luogo dei punti rappresentativi di sollecitazioni che portano in crisi la sezione di verifica secondo i criteri di resistenza da normativa.

Il calcolo dei domini è stato svolto sotto le seguenti ipotesi:

- conservazione delle sezioni piane;
- legame costitutivo del calcestruzzo parabola-rettangolo non reagente a trazione, con plateau ad una deformazione pari a 0.002 e a rottura pari a 0.0035 ($\sigma_{max} = 0.85 \times 0.83 \times R_{ck} / 1.5$);
- legame costitutivo dell'armatura d'acciaio elastico-perfettamente plastico con deformazione limite di rottura a 0.01 ($\sigma_{max} = f_{yk} / 1.15$)

15.3.2 Verifiche a taglio

La resistenza a taglio V_{Rd} di elementi sprovvisti di specifica armatura è calcolata sulla base della resistenza a trazione del calcestruzzo (NTC18 - 4.1.2.3.5.1). Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza al taglio si valuta con:

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

- $k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$
- $v_{\min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$
- d è l'altezza utile della sezione [mm];
- $\rho_1 = A_{sl} / (b_w \cdot d)$ è il rapporto geometrico di armatura longitudinale ($\leq 0,02$);
- $\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$ è la tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0,2 f_{cd}$);
- b_w è la larghezza minima della sezione [mm].

La resistenza a taglio V_{Rd} di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio deve essere valutata sulla base di una adeguata schematizzazione a traliccio (NTC18 - 4.1.2.3.5.2).

Gli elementi resistenti dell'ideale traliccio sono: le armature trasversali, le armature longitudinali, il corrente compresso di calcestruzzo e i puntoni d'anima inclinati. L'inclinazione θ dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave deve rispettare i limiti seguenti:

$$1 \leq \text{ctg}\theta \leq 2,5$$

La verifica di resistenza (SLU) si pone con

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

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

Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di calcolo a "taglio trazione" è stata calcolata con:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin \alpha$$

Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di calcolo a "taglio compressione" si calcola con:

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$$

La resistenza al taglio della trave è la minore delle due sopra definite:

$$V_{Rd} = \min (V_{Rsd}, V_{Rcd})$$

con:

- d è l'altezza utile della sezione;
- b_w è la larghezza minima della sezione;
- σ_{cp} è la tensione media di compressione della sezione;
- A_{sw} è l'area dell'armatura trasversale;
- S è l'interasse tra due armature trasversali consecutive;
- α è l'angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave;
- f'_{cd} è la resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima ($f'_{cd}=0.5f_{cd}$);
- α_c è un coefficiente maggiorativo pari ad 1 per membrature non compresse.

15.4 Verifiche SLU-GEO

Le verifiche sono state effettuate accertando che sia soddisfatta la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

con E_d è il valore di progetto dell'azione instabilizzante e R_d il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico. È stata analizzata la condizione di collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno (SLU GEO).

Le verifiche GEO sono effettuate applicando la combinazione (A1+M1+R3) di coefficienti parziali prevista dall'Approccio 2, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle tabelle seguenti

15.4.1 Verifiche a carico limite

Operativamente, il calcolo del carico limite è stata impiegata l'espressione generale di Brinch-Hansen (1970):

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma' \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma + c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q$$

nella quale:

- N_c, N_q, N_γ fattori di capacità portante, dipendenti dall'angolo di resistenza al taglio;
- s_c, s_q, s_γ fattori di forma della fondazione;
- i_c, i_q, i_γ fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del carico;
- b_c, b_q, b_γ fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione della base;
- g_c, g_q, g_γ fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del piano campagna;
- d_c, d_q, d_γ fattori dipendenti dalla profondità del piano di posa.

Per la determinazione dei fattori di capacità portante N_q e N_c si fa riferimento alle espressioni ricavate analiticamente da Prandtl (1921) e Reissner (1924). Per il fattore N_γ si fa riferimento all'espressione proposta da Caquot e Kérisel (1953).

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

Per tener conto dell'eccentricità e della risultante dei carichi, il valore della larghezza B da introdurre nell'equazione del carico limite è quello corrispondente all'area effettiva equivalente (Meyerhof, 1953), ossia alla minima superficie rispetto alla quale la risultante risulta centrata.

Nel caso di fondazioni quadrate o rettangolari tale larghezza è data da:

$$B = B_R - 2 \cdot e$$

dove B_R è la larghezza della fondazione reale.

- *Fattori di forma*

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

- *Fattori di profondità*

Per profondità relative $D/B \leq 1$ $d_q = 1 + 2 \frac{D}{B} \tan \phi (1 - \sin \phi)^2$

Per profondità relative $D/B > 1$ $d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \tan^{-1}(D/B)$

$$d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \tan \phi} \quad d_\gamma = 1$$

- *Fattori di inclinazione del carico*

Definito il parametro $m = \frac{2 + B/L}{1 + B/L}$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{N + A_f c' \cot \phi} \right)^{m+1} \quad i_q = \left(1 - \frac{H}{N + A_f c' \cot \phi} \right)^m \quad i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \tan \phi}$$

- *Fattori di inclinazione del piano di posa della fondazione*

$$b_q = (1 - \alpha \tan \phi)^2 \quad b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_c \tan \phi} \quad b_\gamma = b_q$$

dove α è l'inclinazione del piano di posa sul piano orizzontale.

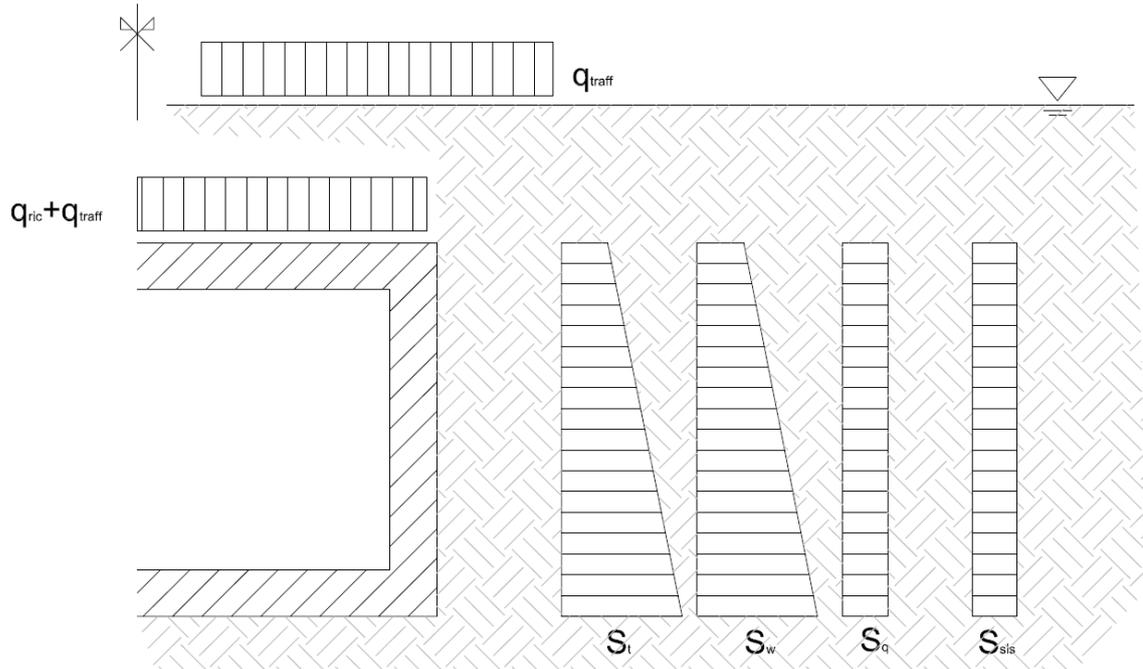
- *Fattori di inclinazione del pendio*

$$g_q = (1 - \tan \omega)^2 \quad g_c = g_q - \frac{1 - g_q}{N_c \tan \phi} \quad g_\gamma = g_q$$

dove ω è l'inclinazione del piano campagna.

16. ANALISI DEI CARICHI

Gli schemi di carico dello scatolare sono qualitativamente sintetizzati in figura. Nei paragrafi che seguono sono analizzati singolarmente i carichi.



F 34. Schema dei carichi agenti sulla struttura scatolare

16.1 Peso proprio

Il peso proprio del manufatto è calcolato in automatico dal codice di calcolo assumendo per il calcestruzzo $\gamma_{ca} = 25 \text{ kN/m}^3$.

16.2 Spinta delle terre in condizioni statiche

La spinta orizzontale del terreno (S_t) è valutata mediante l'espressione:

$$\sigma_h(z) = \gamma' z K_o$$

con

- z = profondità misurata dal piano campagna
- K_o = coefficiente di spinta a riposo; $K_o = 1 - \tan^2 \phi$

risulta pertanto una spinta del terreno con distribuzione triangolare con valore nullo al piano campagna e massimo alla base della platea.

16.3 Spinta dell'acqua

La spinta orizzontale dell'acqua (S_w) sulle pareti laterali non risulta presente vista la profondità della falda per il progetto dell'opera in esame.

16.4 Spinta delle terre in condizioni sismiche

Per l'analisi in condizioni sismiche si fa riferimento al metodo pseudo statico. L'incremento di sollecitazione della spinta delle terre per effetto dell'eccitazione sismica, nelle due sezioni caratteristiche indagate, dipende sostanzialmente dal meccanismo di collasso geotecnico derivante dagli spostamenti ammissibili del sistema parete-terreno.

In presenza di sisma la struttura scatolare tende ad avere un comportamento "rigido" (muro che non può subire spostamenti). L'incremento di spinta sismica delle terre (S_{sis}), da sommare alla spinta statica, applicata a metà della parete considerata, è dato dall'espressione proposta da WOOD:

$$S_{sis} = a_g/g \cdot g \cdot S \cdot H_{sc}$$

essendo:

- S_{sis} = incremento di spinta sismica applicata a $H_{sc}/2$;
- H_{sc} = altezza di calcolo della struttura;
- g = peso di volume saturo del terreno;
- a_g/g accelerazione orizzontale su suolo rigido;
- $S = S_s S_T$ coefficiente di amplificazione stratigrafica/topografica.

I coefficienti di intensità sismica sono dati dalle espressioni (NTC18 7.11.6.2.1):

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

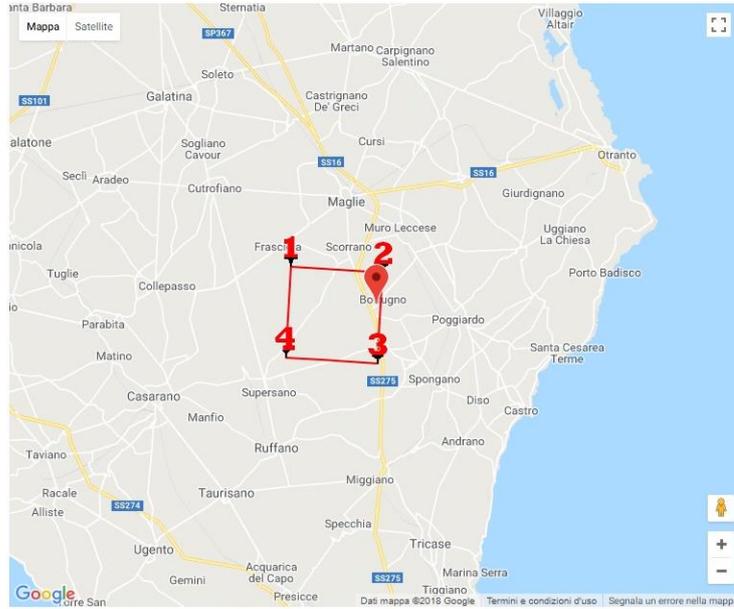
$$k_v = \pm k_h / 2$$

con:

- $a_{max} = S_s S_T a_g$;

β_m coefficiente riportato in normativa: $\beta_m = 1$ per muri che non subiscono spostamenti.

Si riportano di seguito i parametri adottati per l'analisi sismica (in condizioni di SLV) dell'opera ricavati a partire dall'individuazione secondo normativa vigente della zona sismica nella quale ricade l'intervento. Le caratteristiche fisico-meccaniche dei terreni delle unità geotecniche sono compatibili con la categoria B; le caratteristiche topografiche rispondono alla categoria T1, secondo NTC18.



Stati limite

Classe Edificio

II. Affollamento normale. Assenza di funz. pubbliche e sociali...

Vita Nominale: 50

Interpolazione: Media ponderata

CU = 1

Stato Limite	Tr [anni]	a_g [g]	Fo	T_c^* [s]
Operatività (SLO)	30	0.015	2.388	0.159
Danno (SLD)	50	0.020	2.450	0.206
Salvaguardia vita (SLV)	475	0.059	2.609	0.432
Prevenzione collasso (SLC)	975	0.083	2.581	0.486
Periodo di riferimento per l'azione sismica:	50			

Coefficienti sismici

Tipo: Muri di sostegno NTC 2018

Muri di sostegno che non sono in grado di subire spostamenti.

H (m): 1 us (m): 0.1

Cat. Sottosuolo: B

Cat. Topografica: T1

	SLO	SLD	SLV	SLC
SS Amplificazione stratigrafica	1,20	1,20	1,20	1,20
CC Coeff. funz categoria	1,59	1,51	1,30	1,27
ST Amplificazione topografica	1,00	1,00	1,00	1,00

Acc.ne massima attesa al sito [m/s²] 0.6

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0.018	0.024	0.070	0.100
kv	0.009	0.012	0.035	0.050
Amax [m/s²]	0.178	0.236	0.690	0.981

F 35. Caratterizzazione sismica del sito di interesse

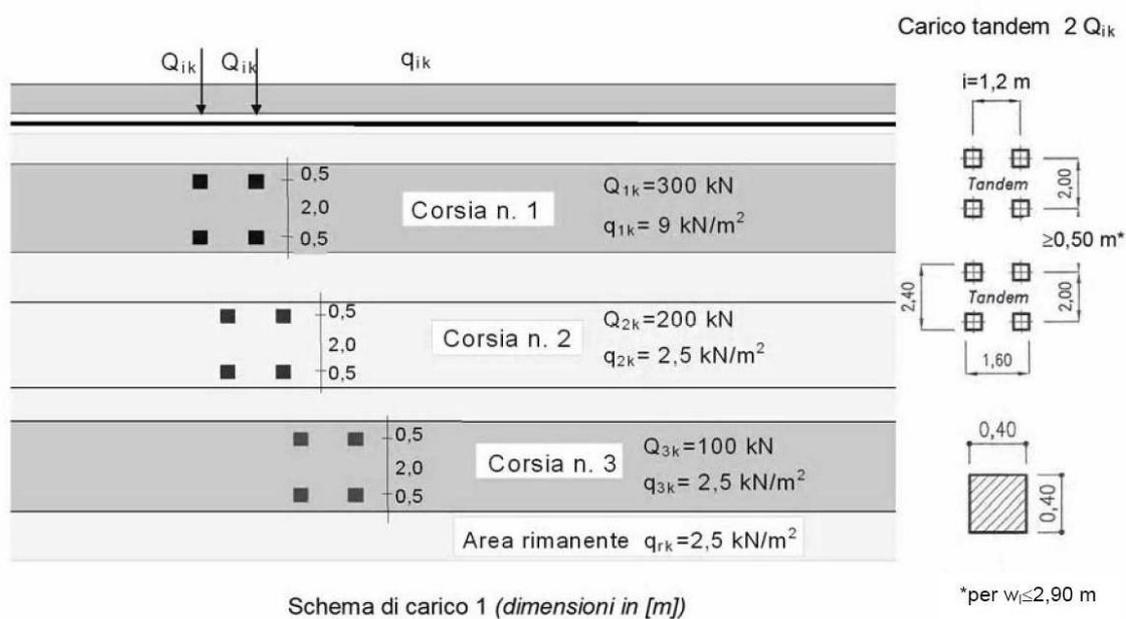
16.5 Inerzia delle masse strutturali in condizioni sismiche

L'inerzia delle masse strutturali è stata considerata tramite l'applicazione di forze statiche equivalenti alle forze di inerzia indotte dal sisma. Tale approccio consiste nell'applicazione di una forza pari al prodotto tra il coefficiente sismico precedentemente calcolato e la massa del generico elemento strutturale.

16.6 Carichi da traffico

16.6.1 Carichi agenti sulla soletta di copertura

Il carico accidentale da traffico agente sulla soletta di copertura è stato valutato secondo lo schema n.1 proposto dal D.M. 2018 "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni" e riportato nell'immagine seguente:



F 36. Schemi di carico da traffico secondo NTC2018

A favore di sicurezza, si associa a tutto il solettone, i carichi relativi alla 1a colonna di carico:

- $Q_{1a} = 2 \times 300$ kN disposti come nell'immagine precedente
- $q_{1a} = 9,00$ kN/m²,

con larghezza di ingombro convenzionale pari a 3,00 m.

L'azione del sovraccarico concentrato, determinata per una striscia di larghezza unitaria, risulta costituita da 2 carichi concentrati di intensità pari a $Q_{1a} = [(300 \text{ kN} / 3,00 \text{ m}) \times 1,00 \text{ m}] = 100 \text{ kN}$ ad interasse di 1,20m (vedi F.5).

L'area di diffusione del relativo carico concentrato si ricava considerando i seguenti angoli di diffusione:

- Pavimentazione 45°;
- Terreno di ricoprimento 30°;
- Soletta di copertura in CA 45°.

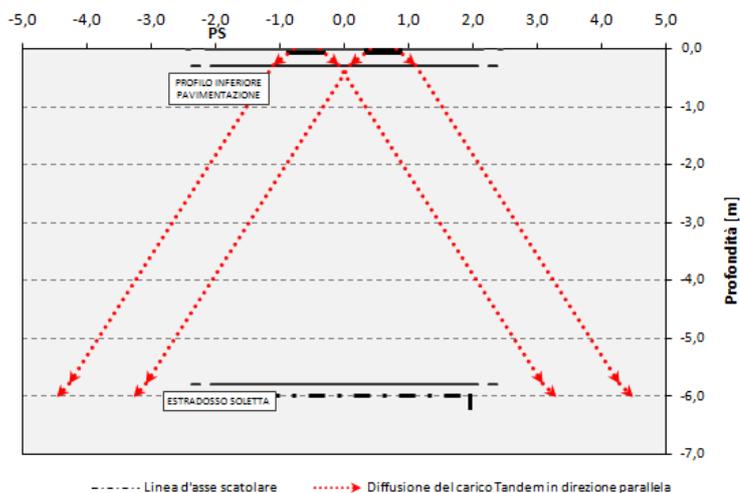


Figura 5.1.3a – Diffusione dei carichi concentrati nelle solette

Figura 5.1.3b – Diffusione dei carichi concentrati negli impalcati a piastra ortotropa

F 37. Diffusione dei carichi nell'impalcato

Conseguentemente il carico risulta diffuso come illustrato:



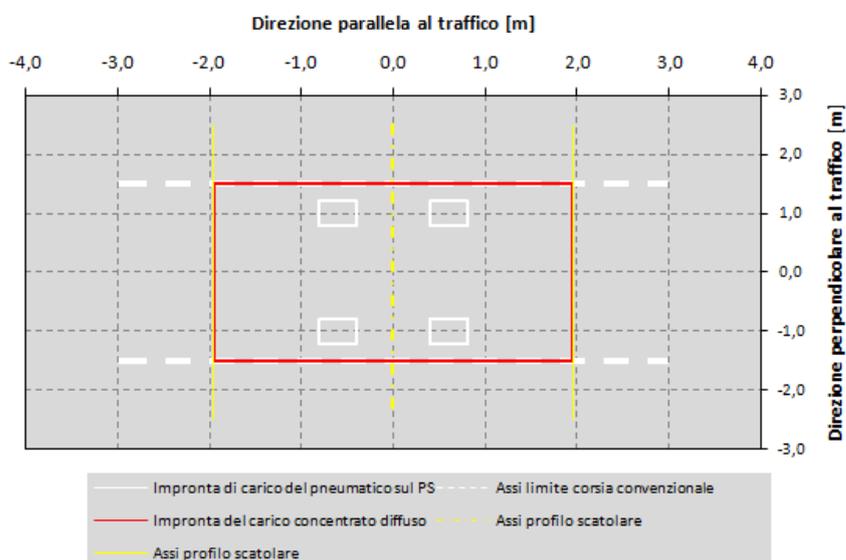
F 38. Ripartizione dei carichi concentrati da traffico sulla soletta superiore

Per la valutazione dell'area di diffusione su cui ripartire il carico concentrato si assume, a vantaggio di sicurezza:

- una larghezza di ripartizione trasversale massima pari alla larghezza della striscia di carico di 1m;
- una lunghezza di ripartizione longitudinale massima pari alla lunghezza longitudinale dell'opera.

VALUTAZIONE DELLA DIFFUSIONE DEI CARICHI MOBILI CONCENTRATI STRADALI		
Dimensione dell'area di impronta del carico concentrato	b	0,40 [m]
Interasse carico concentrato in direzione parallela al traffico	i_x	1,20 [m]
Interasse carico concentrato in direzione perpendicolare al traffico	i_y	2,00 [m]
Larghezza corsia convenzionale	L_{corsia}	3,00 [m]
Carico distribuito (schema di carico 1)	q_{1k}	9,00 [kPa]
Carico tandem (schema di carico 1)	Q_{1k}	300,00 [kN]
Modello di calcolo		PIANO
Dimensione dell'area di diffusione in direzione parallela al traffico		8,95 [m]
Dimensione dell'area di diffusione in direzione perpendicolare al traffico		1,00 [m]
Dim. dell'impronta di carico applicato in direzione parallela al traffico(*)		3,90 [m]
Dim. dell'impronta di carico applicato in direzione perpendicolare al traffico(*)		1,00 [m]
Carico concentrato stradale agente sul piano stradale (PS)		200,00 [kN]
Carico concentrato stradale diffuso fino alla linea media della soletta superiore		22,34 [kPa]

(*) dimensioni dell'impronta di carico assunte a vantaggio di sicurezza.



16.6.2 Spinta laterale dovuta ai sovraccarichi accidentali

La spinta dovuta ai sovraccarichi accidentali viene valutata mediante la seguente relazione:

$$S_{cq} = q \cdot k_0 \cdot H$$

dove:

q è l'entità del sovraccarico accidentale agente (peso della pavimentazione e del terreno di ricoprimento); sono stati considerati due differenti carichi accidentali da traffico:

- carico concentrato, Q1 come da normativa, diffuso fino al piano medio della soletta di copertura
- carico distribuito su corsia
- k_0 è il coefficiente di spinta del terreno

- H è l'altezza complessiva dello strato di terreno

Il coefficiente di spinta è assunto pari a quello delle condizioni a riposo (k_0).

16.6.3 Azione della frenatura

L'azione della frenatura è stata considerata nel modello solo se persiste la seguente condizione:

$$\Delta H \leq L_{\text{corsia_convenzionale}}$$

Con:

- ΔH : distanza tra l'estradosso della pavimentazione stradale e l'estradosso della soletta superiore;
- $L_{\text{corsia_convenzionale}}$: larghezza corsia convenzionale assunta pari a 3 metri.

Nel caso in esame l'altezza del ricoprimento è tale da poter trascurare il contributo agente sulla soletta per effetto della forza di frenatura.

Sulla base delle azioni definite si riporta, in sintesi, il modello di calcolo adottato per il dimensionamento e verifica del manufatto considerato.

17. COMBINAZIONE DELLE AZIONI

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono, in accordo con le NTC2018, le seguenti combinazioni delle azioni:

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.1)$$

- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili di cui al § 2.7:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.2)$$

- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.3)$$

- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.4)$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E (v. § 3.2):

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad (2.5.5)$$

Con:

- G_1 , peso proprio di tutti gli elementi strutturali;
- G_2 , peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
- P , pretensione e precompressione (assente in questo progetto);
- Q , azioni variabili sulla struttura o sull'elemento strutturale con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel tempo
- E , azioni sismiche derivanti dai terremoti.

17.1.1 Definizione dei coefficienti di partecipazione

I valori dei coefficienti correttivi introdotti sono riportati nelle tabelle; per la struttura in esame sono stati considerati i coefficienti amplificativi riportati in normativa nel capitolo relativo ai ponti (cap. 5 - Tab. 5.1.VI).

Tab. 5.1.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1	A2
Azioni permanenti g_1 e g_3	favorevoli	γ_{G1} e γ_{G3}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali ⁽²⁾ g_2	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Azioni variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	γ_{e1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Cedimenti vincolari	favorevoli	γ_{e2} , γ_{e3} , γ_{e4}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori della colonna A2.

⁽²⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali, o di una parte di essi (ad esempio carichi permanenti portati), sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

⁽³⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna

⁽⁴⁾ 1,20 per effetti locali

T.9 Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

Tab. 5.1.VI - Coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

Azioni	Gruppo di azioni (Tab. 5.1.IV)	Coefficiente ψ_0 di combinazione	Coefficiente ψ_1 (valori frequenti)	Coefficiente ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tab. 5.1.IV)	Schema 1 (carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	--	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
Vento	a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	in esecuzione	0,8	0,0	0,0
	a ponte carico SLU e SLE	0,6	0,0	0,0
Neve	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	in esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	SLU e SLE	0,6	0,6	0,5

T.10 Coefficienti per le azioni variabili per ponti stradali

Ai sensi di quanto previsto dal NTC 2018 le combinazioni di carico sono state sviluppate secondo la Tab. 5.1.IV.A qui di seguito riportata:

Tab. 5.1.IV - Valori caratteristici delle azioni dovute al traffico

Gruppo di azioni	Carichi sulla superficie carrabile					Carichi su marciapiedi e piste ciclabili non sormontabili
	Carichi verticali			Carichi orizzontali		Carichi verticali
	Modello principale (schemi di carico 1, 2, 3, 4 e 6)	Veicoli speciali	Folla (Schema di carico 5)	Frenatura	Forza centrifuga	Carico uniformemente distribuito
1	Valore caratteristico					Schema di carico 5 con valore di combinazione 2,5kN/m ²
2a	Valore frequente			Valore caratteristico		
2b	Valore frequente				Valore caratteristico	
3 (*)						Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0kN/m ²
4 (**)			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0kN/m ²			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0kN/m ²
5 (***)	Da definirsi per il singolo progetto	Valore caratteristico o nominale				

(*) Ponti pedonali
 (**) Da considerare solo se richiesto dal particolare progetto (ad es. ponti in zona urbana)
 (***) Da considerare solo se si considerano veicoli speciali

Di conseguenza, si riportano le combinazioni delle azioni implementate nel programma di calcolo, rispettivamente per le verifiche SLU e SLE.

condizioni di carico	combinazioni di carico									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
peso proprio + perm.	1,35	1,35	1,35	1,35	1	1	1	1,35	1,35	1
falda + spinta terreno	1,35	1,35	1,35	1	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1
sovraccarico A	1,35	1,35	1,35	1,35	0	0	0	1,0125	1,0125	0
sovraccarico B	1,35	1,35	1,35	1,35	0	0	0	0,54	0,54	0
sovraccarico terreno sn	1,35	1,35	0	0	1,35	1,35	0	0,54	0,54	0
sovraccarico terreno dx	1,35	0	1,35	0	1,35	0	1,35	0,54	0	0
frenatura	0	0	0	0	0	0	0	1,35	1,35	0
sisma	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1

F 39. Combinazione delle azioni agenti sull'opera in progetto per le verifiche SLU

condizioni di carico	1	2	3
peso proprio + perm.	1	1	1
falda + spinta terreno	1	1	1
sovraccarico A	1	0,75	0
sovraccarico B	1	0,4	0
sovraccarico terreno sn	1	0,4	0
sovraccarico terreno dx	1	0,4	0
frenatura	1	0	0
sisma	0	0	0

F 40. Combinazione delle azioni agenti sull'opera in progetto per le verifiche SLE
 (combinazione rara, frequente e quasi permanente)

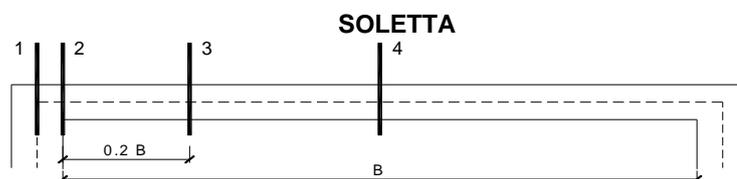
18. VERIFICHE SLU - STR

Le sollecitazioni agenti considerate si riferiscono all'involuppo delle sollecitazioni SLU-SLV. Nell'allegato si riportano gli andamenti delle caratteristiche di sollecitazione per ciascun elemento strutturale e per ciascuna combinazione di carico.

18.1 Verifiche a pressoflessione

18.1.1 Soletta superiore

La soletta superiore è armata in maniera costante, doppia e simmetrica lungo tutto il suo sviluppo e le verifiche sono eseguite in corrispondenza delle seguenti sezioni:



F 41. Sezioni sulla soletta superiore

Si riportano le sollecitazioni agenti, da inviluppo SLU-SLV, corrispondenti alle sezioni considerate:

sez.	M	N
	[kNm/m]	[kN/m]
1	-187,8	63,2
2	-115,5	63,2
3 min	0,0	0,0
3 max	77,6	49,3
4	185,1	49,3

La sezione di verifica è rettangolare con base pari a 100 cm e altezza pari a 40 cm.

L'armatura longitudinale di calcolo (a flessione) è prevista come segue:

- Ø20/20 superiori
- Ø20/20 inferiori

Per l'armatura a taglio sono previste delle spille di legatura Ø12/15x30.

Il copriferro di calcolo è assunto pari a 50 mm.

La condizione maggiormente gravosa è risultata:

$$N_{S,d} = 63,20 \text{ kN}$$

$$M_{S,d} = 187,80 \text{ kNm}$$

Verifica C.A. S.L.U. - File

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : _____

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	40	1	15,71	5
			2	15,71	35

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

Diagramma della sezione rettangolare con barre d'acciaio e asse di applicazione della forza normale N.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 63,2 kN
 M_{xEd} 187,8 kNm
 M_{yEd} 0 kNm

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

M_{xRd} 212,7 kNm

Materiali
 B450C C28/35
 ε_{su} 67,5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391,3 N/mm² ε_{cu} 3,5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 15,87 ‰
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 ε_{syd} 1,957 ‰ σ_{c,adm} 11
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,6667
 τ_{c1} 1,971

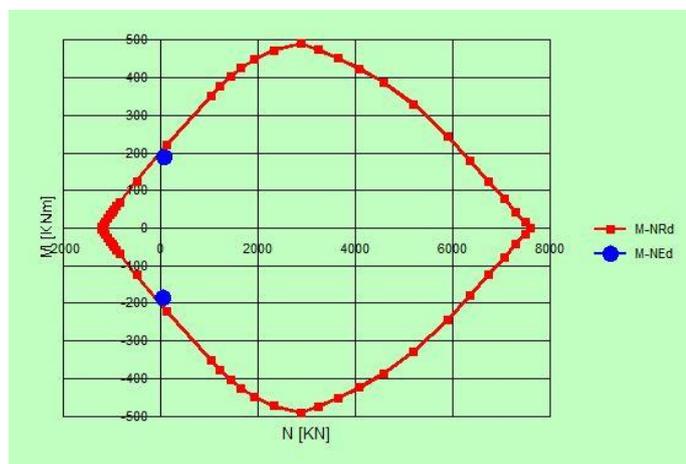
σ_c -15,87 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ε_c 3,5 ‰
 ε_s 20,51 ‰
 d 35 cm
 x 5,101 x/d 0,1458
 δ 0,7

N° rett. 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ 0 cm Col. modello
 Precompresso

Il momento resistente della sezione vale:

- $M_{R,d} = 212,70 \text{ kNm} > M_{S,d} = 187,80 \text{ kNm}$

Nell'immagine successiva è riportato il dominio di resistenza della sezione:

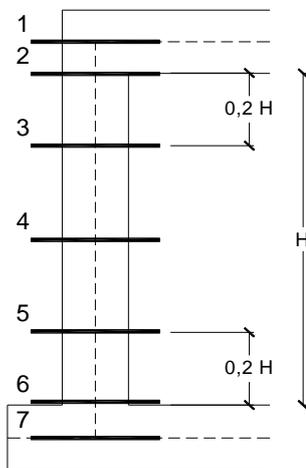


F 42. Dominio ultimo e sollecitazioni agenti sulla soletta superiore

I valori sollecitanti sono sempre inferiori a quelli resistenti, **pertanto tutte le verifiche risultano soddisfatte**

18.1.2 Piedritti

I piedritti sono armati in maniera costante, doppia e simmetrica lungo tutto il loro sviluppo e le verifiche sono eseguite in corrispondenza delle seguenti sezioni:



F 43. Sezioni sui piedritti

Si riportano le sollecitazioni agenti, da involucro SLU-SLV, corrispondenti alle sezioni considerate:

sez.	M [kNm/m]	N [kN/m]
1	-187,8	381,0
2	-176,8	383,1
3 min	-169,8	385,8
3 max	0,0	0,0
4 min	-164,7	388,5
4 max	0,0	0,0
5 min	-160,7	393,9
5 max	0,0	0,0
6	-161,9	396,6
7	-167,7	398,7

La sezione di verifica è rettangolare con base pari a 100 cm e altezza pari a 40 cm.

L'armatura longitudinale di calcolo (a flessione) è prevista come segue:

- Ø20/20 superiori
- Ø20/20 inferiori

Per l'armatura a taglio sono previste delle spille di legatura Ø12/20x30.

Il copriferro di calcolo è assunto pari a 50 mm.

La condizione maggiormente gravosa è risultata:

$N_{s,d} = 381,00 \text{ kN}$

$M_{s,d} = 187,80 \text{ kNm}$

Verifica C.A. S.L.U. - File

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : _____

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	40	1	15,71	5
			2	15,71	35

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

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 381,00 0 kN
 M_{xEd} 187,8 0 kNm
 M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} 260,8 kNm

Materiali

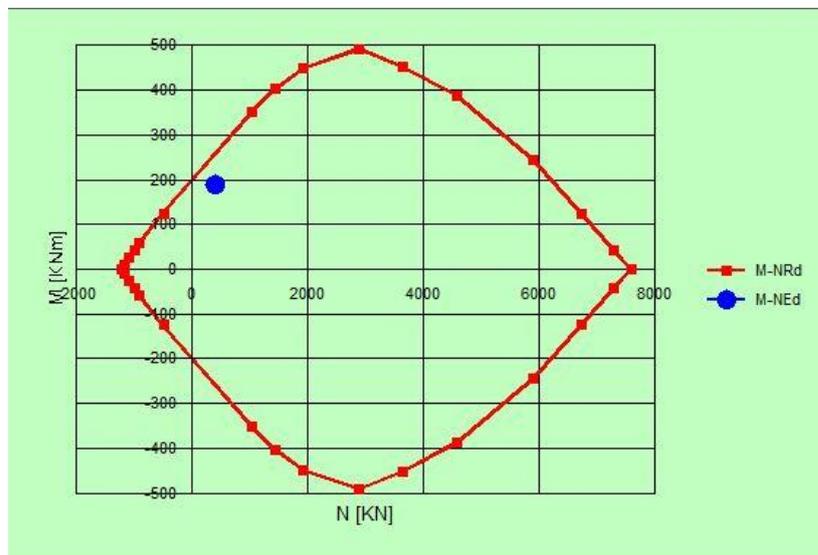
B450C		C28/35	
ε _{su}	67,5 ‰	ε _{c2}	2 ‰
f _{yd}	391,3 N/mm²	ε _{cu}	3,5 ‰
E _s	200.000 N/mm²	f _{cd}	15,87
E _s /E _c	15	f _{cc} /f _{cd}	0,8
ε _{syd}	1,957 ‰	σ _{c,adm}	11
σ _{s,adm}	255 N/mm²	τ _{co}	0,6667
		τ _{c1}	1,971

σ_c -15,87 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ε_c 3,5 ‰
 ε_s 16,43 ‰
 d 35 cm
 x 6,148 x/d 0,1757
 δ 0,7

Il momento resistente della sezione vale:

- $M_{R,d} = 260,80 \text{ kNm} > M_{S,d} = 187,80 \text{ kNm}$

Nell'immagine successiva è riportato il dominio di resistenza della sezione:

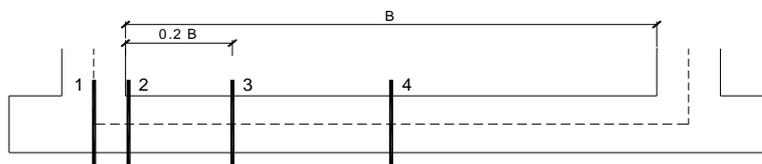


F 44. Dominio ultimo e sollecitazioni agenti sui piedritti

I valori sollecitanti sono sempre inferiori a quelli resistenti, **pertanto tutte le verifiche risultano soddisfatte.**

18.1.3 Soletta inferiore

La soletta inferiore è armata in maniera costante, doppia e simmetrica lungo tutto il loro sviluppo e le verifiche sono eseguite in corrispondenza delle seguenti sezioni:



F 45. Sezioni sulla soletta inferiore

Si riportano le sollecitazioni agenti, da involucro SLU-SLV, corrispondenti alle sezioni considerate:

sez.	M [kNm/m]	N [kN/m]
1	-167,7	40,8
2	-98,2	40,8
3 min	0,0	0,0
3 max	70,3	35,5
4	163,0	22,5

La sezione di verifica è rettangolare con base pari a 100 cm e altezza pari a 40 cm.

L'armatura longitudinale di calcolo (a flessione) è prevista come segue:

- Ø20/20 superiori
- Ø20/20 inferiori

Per l'armatura a taglio sono previste delle spille di legatura Ø12/20x30.

Il copriferro di calcolo è assunto pari a 50 mm.

La condizione maggiormente gravosa è risultata:

$$N_{S,d} = 22,50 \text{ kN}$$

$$M_{S,d} = 163,00 \text{ kNm}$$

Verifica C.A. S.L.U. - File

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

TITOLO : _____

N* strati barre 2 Zoom

N*	b [cm]	h [cm]
1	100	40

N*	As [cm²]	d [cm]
1	15,71	5
2	15,71	35

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

Diagramma della sezione rettangolare con l'asse N.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 22,5 0 kN
 M_{xEd} 163 0 kNm
 M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

Materiali
 B450C C28/35
 ε_{su} 67,5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391,3 N/mm² ε_{cu} 3,5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 15,87 ‰
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8 ‰
 ε_{syd} 1,957 ‰ σ_{c,adm} 11
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,6667
 τ_{c1} 1,971

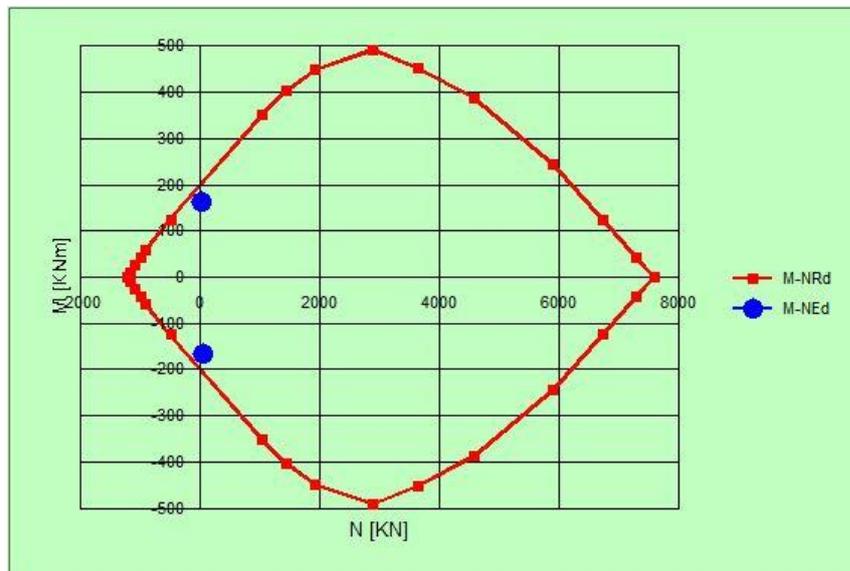
M_{xRd} 206,5 kNm
 σ_c -15,07 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ε_c 3,5 ‰
 ε_s 21,08 ‰
 d 35 cm
 x 4,983 x/d 0,1424
 δ 0,7

Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ 0 cm Col. modello
 Precompresso

Il momento resistente della sezione vale:

- $M_{R,d} = 206,50 \text{ kNm} > M_{S,d} = 163,00 \text{ kNm}$

Nell'immagine successiva è riportato il dominio di resistenza della sezione:



F 46. Dominio ultimo e sollecitazioni agenti sulla soletta inferiore

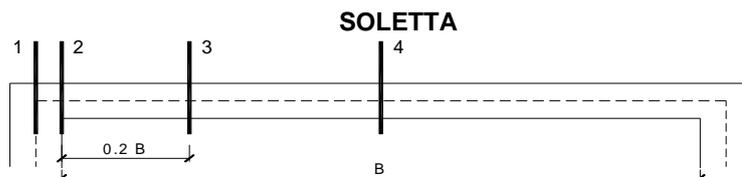
I valori sollecitanti sono sempre inferiori a quelli resistenti, **pertanto tutte le verifiche risultano soddisfatte.**

18.2 Verifiche a taglio

18.2.1 Soletta superiore

Poiché la soletta superiore dell'opera risulta armata in maniera costante, doppia e simmetrica lungo tutto il suo sviluppo, la verifica a taglio viene eseguita in corrispondenza della sezione maggiormente sollecitata.

Si riportano tuttavia le sollecitazioni agenti, da involucro SLU-SLV, nelle sezioni indicate:



F 47. Sezioni sulla soletta superiore

Sez.	V_{Ed}
(-)	(kN/m)
1	381,5
2	347,1
3	206,0
4	1,2

La sezione di verifica è rettangolare con base pari a 100 cm e altezza pari a 40 cm.

L'armatura longitudinale di calcolo (a flessione) è prevista come segue:

- Ø20/20 superiori
- Ø20/20 inferiori

Per l'armatura a taglio sono previste delle spille di legatura Ø12/15x30.

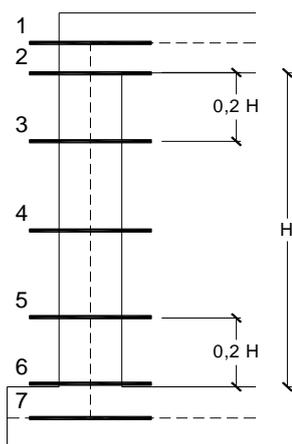
Il copriferro di calcolo è assunto pari a 50 mm.

Si riporta nel paragrafo 8.2.4 il risultato della verifica.

18.2.2 Piedritti

Poiché i piedritti dell'opera risulta armata in maniera costante, doppia e simmetrica lungo tutto il suo sviluppo, la verifica a taglio viene eseguita in corrispondenza della sezione maggiormente sollecitata.

Si riportano tuttavia le sollecitazioni agenti, da involucro SLU-SLV, nelle sezioni indicate:



F 48. Sezioni sui piedritti

Sez.	V_{Ed}
(-)	(kN/m)
1	65,0
2	51,3
3	37,5
4	17,2
5	16,4
6	32,1
7	48,3

La sezione di verifica è rettangolare con base pari a 100 cm e altezza pari a 40 cm.

L'armatura longitudinale di calcolo (a flessione) è prevista come segue:

- Ø20/20 superiori
- Ø20/20 inferiori

Per l'armatura a taglio sono previste delle spille di legatura Ø12/20x30.

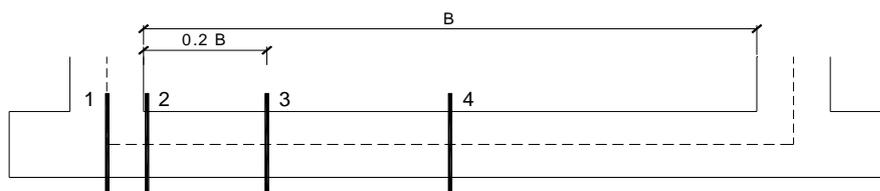
Il copriferro di calcolo è assunto pari a 50 mm.

Si riporta nel paragrafo 8.2.4 il risultato della verifica.

18.2.3 Soletta inferiore

Poiché la soletta inferiore dell'opera risulta armata in maniera costante, doppia e simmetrica lungo tutto il suo sviluppo, la verifica a taglio viene eseguita in corrispondenza della sezione maggiormente sollecitata.

Si riportano tuttavia le sollecitazioni agenti, da involucro SLU-SLV, nelle sezioni indicate:



F 49. Sezioni sulla soletta inferiore

Sez.	V_{Ed}
(-)	(kN/m)
1	346,5
2	349,2
3	171,8
4	59,2

La sezione di verifica è rettangolare con base pari a 100 cm e altezza pari a 40 cm.

L'armatura longitudinale di calcolo (a flessione) è prevista come segue:

- $\varnothing 20/20$ superiori
- $\varnothing 20/20$ inferiori

Per l'armatura a taglio sono previste delle spille di legatura $\varnothing 12/20 \times 30$.

Il copriferro di calcolo è assunto pari a 50 mm.

Si riporta nel paragrafo 8.2.4 il risultato della verifica.

18.2.4 Risultati della verifica a taglio

VERIFICA NEI CONFRONTI DELLE SOLLECITAZIONI TAGLIANTI (DM 2018)

1 - Introduzione

Si riportano i risultati della verifica nei confronti di sollecitazioni taglianti per elementi con armature trasversali resistenti al taglio.

I risultati sono riportati in tabella, dove:

- B:** Base sezione
- H:** Altezza sezione
- c:** Copriferro
- A_{Long,inf}:** Armatura longitudinale inferiore
- A_{Long,sup}:** Armatura longitudinale superiore
- A_{Trasv}:** Armatura trasversale
- V_{Ed}:** Taglio massimo agente sulla sezione
- V_{Rd}:** Taglio resistente con armature trasversali

2 - Dati generali

Materiali utilizzati:

- Classe di resistenza CLS	C28/35
- Acciaio per armature ordinarie	B450C

A vantaggio di sicurezza sono stati assunti i seguenti valori per:

- Inclinazione tra il puntone compresso e l'asse della trave	θ	30 [°]
- Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	α	90 [°]
- Sforzo normale agente sulla sezione	N _{Ed}	0 [kN]

3 - Risultati

Elemento strutturale	DATI GEOMETRICI			DATI ARMATURA				V _{Ed} [kN]	V _{Rd} [kN]	Esito verifica
	B [cm]	H [cm]	c [cm]	A _{Long,inf}	A _{Long,sup}	A _{Trasv}	n° bracci			
Soletta	100	40	5	φ 20/20	φ 20/20	φ 12/15	3	381,50	482,91	OK
Piedritto	100	40	5	φ 20/20	φ 20/20	φ 12/20	3	65,00	362,18	OK
Fondazione	100	40	5	φ 20/20	φ 20/20	φ 12/20	3	349,20	362,18	OK

Le verifiche, pertanto, risultano soddisfatte.

19. VERIFICHE SLU – GEO

19.1.1 Verifiche a carico limite

Si riporta la verifica di capacità portante dell'opera in oggetto.

Il peso dell'opera è $P=106$ kN/m; le azioni variabili sono rappresentate dal traffico ipotizzato uniformemente distribuito ($q=20$ kPa) e dal possibile riempimento della sezione di deflusso del tombino ($q=35$ kN/m).

Fondazioni Dirette Verifica in tensioni efficaci

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma$$

D = Profondità del piano di appoggio

e_B = Eccentricità in direzione B ($e_B = Mb/N$)

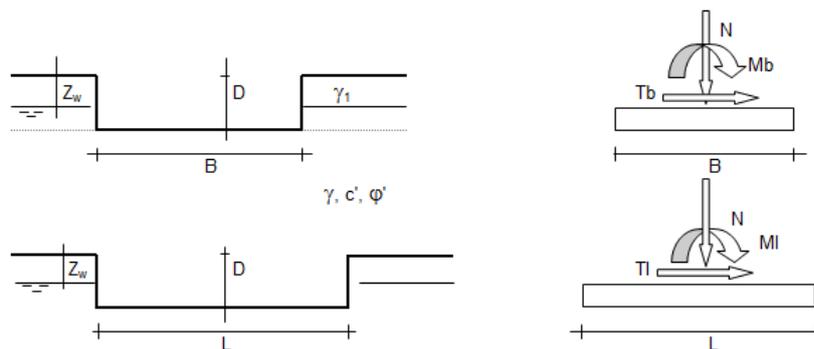
e_L = Eccentricità in direzione L ($e_L = MI/N$) (per fondazione nastriforme $e_L = 0$; $L^* = L$)

B^* = Larghezza fittizia della fondazione ($B^* = B - 2 \cdot e_B$)

L^* = Lunghezza fittizia della fondazione ($L^* = L - 2 \cdot e_L$)

(per fondazione nastriforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)

Metodo di calcolo			coefficienti parziali				resistenze		
			azioni		proprietà del terreno				
			permanenti	temporanee variabili	$\tan \varphi'$	c'	q_{lim}	scorr	
Stato Limite Ultimo	A1+M1+R1	○	1,30	1,50	1,00	1,00	1,00	1,00	
	A2+M2+R2	○	1,00	1,30	1,25	1,25	1,80	1,00	
	SISMA	○	1,00	1,00	1,25	1,25	1,80	1,00	
	A1+M1+R3	⊙	1,30	1,50	1,00	1,00	2,30	1,10	
	SISMA	○	1,00	1,00	1,00	1,00	2,30	1,10	
Tensioni Ammissibili			○	1,00	1,00	1,00	1,00	3,00	3,00
Definiti dal Progettista			○	1,35	1,50	1,00	1,00	1,40	1,00



(Per fondazione nastriforme $L = 100$ m)

B = 3,50 (m)
 L = 100,00 (m)
 D = 0,50 (m)



AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	106,00	55,00	220,30
Mb [kNm]	0,00	0,00	0,00
MI [kNm]	0,00	0,00	0,00
Tb [kN]	0,00	0,00	0,00
TI [kN]	0,00	0,00	0,00
H [kN]	0,00	0,00	0,00

Peso unità di volume del terreno

$$\gamma_1 = 20,00 \quad (\text{kN/mc})$$

$$\gamma = 20,00 \quad (\text{kN/mc})$$

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$$c' = 0,00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$\varphi' = 25,00 \quad (^\circ)$$

Valori di progetto

$$c' = 0,00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$\varphi' = 25,00 \quad (^\circ)$$

Profondità della falda

$$Z_w = 100,00 \quad (\text{m})$$

$$e_B = 0,00 \quad (\text{m})$$

$$e_L = 0,00 \quad (\text{m})$$

$$B^* = 3,50 \quad (\text{m})$$

$$L^* = 1,00 \quad (\text{m})$$

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 10,00 \quad (\text{kN/mq})$$

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 20,00 \quad (\text{kN/mc})$$

N_c, N_q, N_γ : coefficienti di capacità portante

$$N_q = \tan^2(45 + \varphi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \tan \varphi')}$$

$$N_q = 10,66$$

$$N_c = (N_q - 1) / \tan \varphi'$$

$$N_c = 20,72$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \varphi'$$

$$N_\gamma = 10,88$$

s_c, s_q, s_γ : fattori di forma

$$s_c = 1 + B^* N_q / (L^* N_c)$$

$$s_c = 1,00$$

$$s_q = 1 + B^* \tan \varphi' / L^*$$

$$s_q = 1,00$$

$$s_\gamma = 1 - 0,4 B^* / L^*$$

$$s_\gamma = 1,00$$

i_c, i_q, i_γ : fattori di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 0,00 \quad \theta = \arctg(T_b / T_l) = 0,00 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 0,00 \quad m = 2,00 \quad (-)$$

($m=2$ nel caso di fondazione nastriforme e $m=(m_b \sin^2 \theta + m_l \cos^2 \theta)$ in tutti gli altri casi)

$$i_q = (1 - H / (N + B^* L^* c' \cotg \varphi'))^m$$

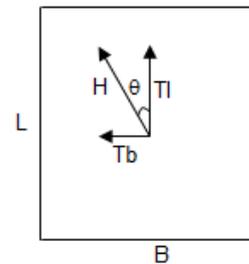
$$i_q = 1,00$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$$

$$i_c = 1,00$$

$$i_\gamma = (1 - H / (N + B^* L^* c' \cotg \varphi'))^{(m+1)}$$

$$i_\gamma = 1,00$$



d_c, d_q, d_γ : fattori di profondità del piano di appoggio

per $D/B^* \leq 1$; $d_q = 1 + 2 D \tan \varphi' (1 - \sin \varphi)^2 / B^*$

per $D/B^* > 1$; $d_q = 1 + (2 \tan \varphi' (1 - \sin \varphi)^2) * \arctan (D / B^*)$

$$d_q = 1,16$$

$$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \varphi')$$

$$d_c = 1,17$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1,00$$

b_c, b_q, b_y : fattori di inclinazione base della fondazione

$$b_q = (1 - \beta_f \tan\phi')^2 \quad \beta_f + \beta_p = 0,00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_q = 1,00$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan\phi')$$

$$b_c = 1,00$$

$$b_y = b_q$$

$$b_y = 1,00$$

g_c, g_q, g_y : fattori di inclinazione piano di campagna

$$g_q = (1 - \tan\beta_p)^2 \quad \beta_f + \beta_p = 0,00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_q = 1,00$$

$$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan\phi')$$

$$g_c = 1,00$$

$$g_y = g_q$$

$$g_y = 1,00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 231,96 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

$$q = N / B^* L^*$$

$$q = 62,94 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 100,85 \geq q = 62,94 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Le verifiche risultano pertanto soddisfatte.

20. VERIFICHE SLE

Ai fini della verifica, si riportano, per le sezioni indicate, i valori delle tensioni di esercizio relative alle seguenti combinazioni:

- Combinazione rara;
- Combinazione quasi permanente;

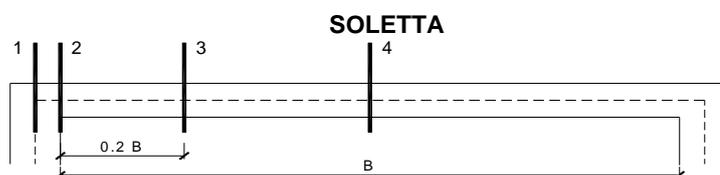
Ed i valori delle aperture delle fessure corrispondenti alle seguenti combinazioni:

- Combinazione frequente;
- Combinazione quasi permanente.

20.1.1 Soletta superiore

Poiché la soletta superiore dell'opera risulta armata in maniera costante, doppia e simmetrica lungo tutto il suo sviluppo, le verifiche SLE sono eseguite in corrispondenza delle sezioni maggiormente sollecitate.

Si riportano, per ciascuna combinazione, i valori delle tensioni di esercizio e delle aperture delle fessure per le sezioni indicate:



F 50. Sezioni sulla soletta superiore

sez.	M	N	Af	A'f	σ_c	σ_f
	[kNm/m]	[kN/m]	[cmq/m]	[cmq/m]	[Mpa]	[Mpa]
1	-121,9	46,6	16	16	6,47	232,62
2	-74,9	46,6	16	16	4,00	137,41
3 min	0,0	0,0	16	16	0,00	0,00
3 max	49,7	46,6	16	16	2,67	86,39
4	119,7	46,6	16	16	6,36	228,18

F 51. Tensioni di esercizio per la combinazione rara

sez.	M	N	Af	A'f	σ_c	σ_f
	[kNm/m]	[kN/m]	[cmq/m]	[cmq/m]	[Mpa]	[Mpa]
1	-109,8	42,5	16	16	5,83	209,24
2	-67,4	42,5	16	16	3,60	123,55
3 min	0,0	0,0	16	16	0,00	0,00
3 max	44,7	42,5	16	16	2,40	77,54
4	107,7	42,5	16	16	5,72	205,17

F 52. Tensioni di esercizio per la combinazione quasi permanente

sez.	M	N	i	\downarrow	Af	A'f	σ_c	σ_f	wk
	[kNm/m]	[kN/m]	[cm]	[mm]	[cmq/m]	[cmq/m]	[Mpa]	[Mpa]	[mm]
1	-118,1	44,6	20	20	16	16	5,44	209,29	0,147
2	-72,5	44,6	20	20	16	16	3,37	123,55	0,086
3 min	0,0	0,0	20	20	16	16	0,00		
3 max	48,2	44,6	20	20	16	16	2,27	77,77	0,054
4	116,0	44,6	20	20	16	16	5,35	205,45	0,144

F 53. Apertura delle fessure per la combinazione frequente

sez.	M	N	i	\downarrow	Af	A'f	σ_c	σ_f	wk
	[kNm/m]	[kN/m]	[cm]	[mm]	[cmq/m]	[cmq/m]	[Mpa]	[Mpa]	[mm]
1	-109,8	42,5	20	20	16	16	5,06	194,23	0,136
2	-67,4	42,5	20	20	16	16	3,14	114,57	0,080
3 min	0,0	0,0	20	20	16	16	0,00		
3 max	44,7	42,5	20	20	16	16	2,11	71,81	0,049
4	107,7	42,5	20	20	16	16	4,97	190,44	0,134

F 54. Apertura delle fessure per la combinazione quasi permanente

La sezione di verifica è rettangolare con base pari a 100 cm e altezza pari a 40 cm.

L'armatura longitudinale di calcolo (a flessione) è prevista come segue:

- Ø20/20 superiori
- Ø20/20 inferiori

Per l'armatura a taglio sono previste delle spille di legatura Ø12/15x30.

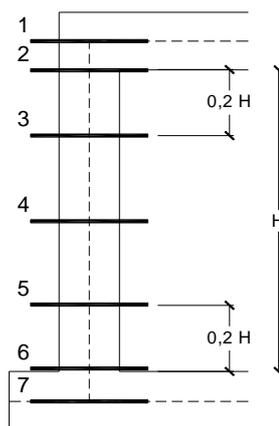
Il copriferro di calcolo è assunto pari a 50 mm.

Si riportano nel paragrafo 10.1.4 il risultato della verifiche delle tensioni di esercizio, e nel paragrafo 10.1.5 il risultato delle verifiche di apertura delle fessure.

20.1.2 Piedritti

Poiché i piedritti dell'opera risulta armata in maniera costante, doppia e simmetrica lungo tutto il suo sviluppo, le verifiche SLE sono eseguite in corrispondenza delle sezioni maggiormente sollecitate.

Si riportano, per ciascuna combinazione, i valori delle tensioni di esercizio e delle aperture delle fessure per le sezioni indicate:



F 55. Sezioni sui piedritti

sez.	M	N	Af	A'f	σ_c	σ_f
	[kNm/m]	[kN/m]	[cmq/m]	[cmq/m]	[Mpa]	[Mpa]
1	-121,9	247,8	16	16	6,64	173,04
2	-113,6	249,8	16	16	6,19	155,91
3 min	-107,4	251,8	16	16	5,86	142,96
3 max	0,0	0,0	16	16	0,00	0,00
4 min	-103,3	253,8	16	16	5,64	134,30
4 max	0,0	0,0	16	16	0,00	0,00
5 min	-101,8	257,8	16	16	5,55	130,16
5 max	0,0	0,0	16	16	0,00	0,00
6	-104,4	259,8	16	16	5,70	134,92
7	-109,5	261,8	16	16	5,98	144,40

F 56. Tensioni di esercizio per la combinazione rara

sez.	M	N	Af	A'f	σ_c	σ_f
	[kNm/m]	[kN/m]	[cmq/m]	[cmq/m]	[Mpa]	[Mpa]
1	-109,8	223,1	16	16	5,98	155,80
2	-102,2	225,1	16	16	5,57	140,14
3 min	-96,5	227,1	16	16	5,27	128,34
3 max	0,0	0,0	16	16	0,00	0,00
4 min	-92,9	229,1	16	16	5,07	120,52
4 max	0,0	0,0	16	16	0,00	0,00
5 min	-91,7	233,1	16	16	5,01	117,15
5 max	0,0	0,0	16	16	0,00	0,00
6	-94,4	235,1	16	16	5,15	121,83
7	-99,2	237,1	16	16	5,42	130,93

F 57. Tensioni di esercizio per la combinazione quasi permanente

sez.	M	N	i	\downarrow	Af	A'f	σ_c	σ_f	wk
	[kNm/m]	[kN/m]	[cm]	[mm]	[cmq/m]	[cmq/m]	[Mpa]	[Mpa]	[mm]
1	-118,1	240,1	20	20	16	16	5,73	154,60	0,103
2	-110,1	242,1	20	20	16	16	5,36	139,40	0,092
3 min	-104,2	244,1	20	20	16	16	5,08	127,90	0,084
3 max	0,0	0,0	20	20	16	16	0,00		
4 min	-100,3	246,1	20	20	16	16	4,90	120,18	0,079
4 max	0,0	0,0	20	20	16	16	0,00		
5 min	-98,8	250,1	20	20	16	16	4,84	116,48	0,076
5 max	0,0	0,0	20	20	16	16	0,00		
6	-101,4	252,1	20	20	16	16	4,96	120,70	0,079
7	-106,2	254,1	20	20	16	16	5,19	129,13	0,085

F 58. Apertura delle fessure per la combinazione frequente

	[kNm/m]	[kN/m]	[cm]	[mm]	[cmq/m]	[cmq/m]	[Mpa]	[Mpa]	[mm]
1	-109,8	223,1	20	20	16	16	5,33	143,75	0,095
2	-102,2	225,1	20	20	16	16	4,97	129,24	0,085
3 min	-96,5	227,1	20	20	16	16	4,71	118,31	0,078
3 max	0,0	0,0	20	20	16	16	0,00		
4 min	-92,9	229,1	20	20	16	16	4,54	111,05	0,073
4 max	0,0	0,0	20	20	16	16	0,00		
5 min	-91,7	233,1	20	20	16	16	4,49	107,93	0,070
5 max	0,0	0,0	20	20	16	16	0,00		
6	-94,4	235,1	20	20	16	16	4,62	112,25	0,073
7	-99,2	237,1	20	20	16	16	4,85	120,68	0,079

F 59. Apertura delle fessure per la combinazione quasi permanente

La sezione di verifica è rettangolare con base pari a 100 cm e altezza pari a 50 cm.

L'armatura longitudinale di calcolo (a flessione) è prevista come segue:

- Ø20/20 superiori
- Ø20/20 inferiori

Per l'armatura a taglio sono previste delle spille di legatura Ø12/20x30.

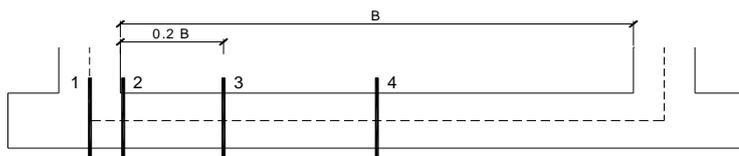
Il copriferro di calcolo è assunto pari a 50 mm.

Si riportano nel paragrafo 10.1.4 il risultato della verifiche delle tensioni di esercizio, e nel paragrafo 10.1.5 il risultato delle verifiche di apertura delle fessure.

20.1.3 Soletta inferiore

Poiché la soletta inferiore dell'opera risulta armata in maniera costante, doppia e simmetrica lungo tutto il suo sviluppo, le verifiche SLE sono eseguite in corrispondenza delle sezioni maggiormente sollecitate.

Si riportano, per ciascuna combinazione, i valori delle tensioni di esercizio e delle aperture delle fessure per le sezioni indicate:



F 60. Sezioni sulla soletta inferiore

sez.	M	N	Af	A'f	σ_c	σ_f
	[kNm/m]	[kN/m]	[cmq/m]	[cmq/m]	[Mpa]	[Mpa]
1	-109,5	31,4	16	16	5,80	212,16
2	-63,9	31,4	16	16	3,40	119,85
3 min	0,0	0,0	16	16	0,00	0,00
3 max	44,9	31,3	16	16	2,40	81,37
4	106,0	31,2	16	16	5,62	205,17

F 61. Tensioni di esercizio per la combinazione rara

sez.	M	N	Af	A'f	σ_c	σ_f
	[kNm/m]	[kN/m]	[cmq/m]	[cmq/m]	[Mpa]	[Mpa]
1	-99,2	30,0	16	16	5,26	191,79
2	-58,0	30,0	16	16	3,09	108,25
3 min	0,0	0,0	16	16	0,00	0,00
3 max	40,5	29,9	16	16	2,17	72,93
4	95,9	29,9	16	16	5,08	185,01

F 62. Tensioni di esercizio per la combinazione quasi permanente

sez.	M	N	i	\downarrow	Af	A'f	σ_c	σ_f	wk
	[kNm/m]	[kN/m]	[cm]	[mm]	[cmq/m]	[cmq/m]	[Mpa]	[Mpa]	[mm]
1	-106,2	30,2	20	20	16	16	4,87	191,23	0,135
2	-62,0	30,2	20	20	16	16	2,87	107,97	0,076
3 min	0,0	0,0	20	20	16	16	0,00		
3 max	43,6	30,1	20	20	16	16	2,03	73,31	0,051
4	102,9	30,0	20	20	16	16	4,72	184,97	0,130

F 63. Apertura delle fessure per la combinazione frequente

sez.	M	N	i	\downarrow	Af	A'f	σ_c	σ_f	wk
	[kNm/m]	[kN/m]	[cm]	[mm]	[cmq/m]	[cmq/m]	[Mpa]	[Mpa]	[mm]
1	-99,2	30,0	20	20	16	16	4,56	178,09	0,125
2	-58,0	30,0	20	20	16	16	2,69	100,43	0,070
3 min	0,0	0,0	20	20	16	16	0,00		
3 max	40,5	29,9	20	20	16	16	1,89	67,61	0,047
4	95,9	29,9	20	20	16	16	4,40	171,78	0,121

F 64. Apertura delle fessure per la combinazione quasi permanente

La sezione di verifica è rettangolare con base pari a 100 cm e altezza pari a 50 cm.

L'armatura longitudinale di calcolo (a flessione) è prevista come segue:

- Ø20/20 superiori
- Ø20/20 inferiori

Per l'armatura a taglio sono previste delle spille di legatura Ø12/20x30.

Il copriferro di calcolo è assunto pari a 50 mm.

Si riportano nel paragrafo 10.1.4 il risultato della verifiche delle tensioni di esercizio, e nel paragrafo 10.1.5 il risultato delle verifiche di apertura delle fessure.

20.1.4 Verifiche delle tensioni di esercizio

VERIFICHE DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO (DM 2018)

1 - Introduzione

Per la combinazione di azioni prescelta, si confrontano le massime tensioni, sia nel calcestruzzo ($\sigma_{c,max}$) sia nelle armature ($\sigma_{s,max}$), per ciascun elemento strutturale, con i valori di tensione massimi consentiti ($\sigma_{c,lim}$, $\sigma_{s,lim}$). La verifica risulta soddisfatta se:

$$\sigma_{c,max} \leq \sigma_{c,lim}$$

$$\sigma_{s,max} \leq \sigma_{s,lim}$$

I risultati sono riportati in tabella, dove:

B: Base sezione

H: Altezza sezione

c: Copriferro

A_{Long,inf}: Armatura longitudinale inferiore

A_{Long,sup}: Armatura longitudinale superiore

N_{Ed}: Sforzo normale agente da calcolo

M_{Ed}: Momento flettente agente da calcolo

$\sigma_{c,lim}$: Valore limite della tensione di esercizio del CLS

$\sigma_{c,max}$: Valore massimo di calcolo della tensione di esercizio del CLS

$\sigma_{s,lim}$: Valore limite della tensione di esercizio dell'acciaio

$\sigma_{s,max}$: Valore massimo di calcolo della tensione di esercizio dell'acciaio

2 - Dati generali

Materiali utilizzati:

- Classe di resistenza CLS	C28/35	f_{ck}	28,00 [Mpa]
- Acciaio per armature ordinarie	B450C	f_{yk}	450,00 [Mpa]

3 - Risultati

- Combinazione delle azioni	Rara
- Tensione limite del CLS per la combinazione di azione prescelta	0,6 f_{ck}
- Tensione limite dell'acciaio per la combinazione di azione prescelta	0,80 f_{yk}

Elemento strutturale	DATI GEOMETRICI			DATI ARMATURA		AZIONI						Esito verifica
	B [cm]	H [cm]	c [cm]	A _{Long,inf}	A _{Long,sup}	N _{Ed} [kN]	M _{Ed} [kNm]	σ_c [MPa]	$\sigma_{c,max}$ [MPa]	σ_s [MPa]	$\sigma_{s,max}$ [MPa]	
Soletta	100	40	5	φ 20/20	φ 20/20	46,60	121,90	6,47	16,80	232,62	360,00	OK
Parete	100	40	5	φ 20/20	φ 20/20	247,80	121,90	6,64	16,80	173,04	360,00	OK
Fondazione	100	40	5	φ 20/20	φ 20/20	31,40	109,50	5,80	16,80	212,16	360,00	OK

- Combinazione delle azioni	Quasi permanente
- Tensione limite del CLS per la combinazione di azione prescelta	0,45 f_{ck}
- Tensione limite dell'acciaio per la combinazione di azione prescelta	0,80 f_{yk}

Elemento strutturale	DATI GEOMETRICI			DATI ARMATURA		AZIONI						Esito verifica
	B [cm]	H [cm]	c [cm]	A _{Long,inf}	A _{Long,sup}	N _{Ed} [kN]	M _{Ed} [kNm]	σ_c [MPa]	$\sigma_{c,max}$ [MPa]	σ_s [MPa]	$\sigma_{s,max}$ [MPa]	
Soletta	100	40	5	φ 20/20	φ 20/20	42,50	109,80	5,83	12,60	209,24	360,00	OK
Parete	100	40	5	φ 20/20	φ 20/20	223,10	109,80	5,98	12,60	155,80	360,00	OK
Fondazione	100	40	5	φ 20/20	φ 20/20	30,00	99,20	5,26	12,60	191,79	360,00	OK

Le verifiche, pertanto, risultano soddisfatte.

20.1.5 Verifiche di apertura delle fessure

VERIFICA DI FESSURAZIONE (DM 2018)

1 - Introduzione

Per la combinazione di azioni prescelta, si confronta il valore massimo dell'apertura della fessura (w_d), per ciascun elemento strutturale, con il valore nominale (w_k). La verifica risulta soddisfatta se:

$$w_d \leq w_k$$

I risultati sono riportati in tabella, dove:

B: Base sezione

H: Altezza sezione

c: Copriferro

$A_{Long,inf}$: Armatura longitudinale inferiore

$A_{Long,sup}$: Armatura longitudinale superiore

N_{Ed} : Sforzo normale agente da calcolo

M_{Ed} : Momento flettente agente da calcolo

w_k : Valore nominale dell'apertura delle fessure

w_d : Valore di calcolo dell'apertura delle fessure

2 - Dati generali

- Classe di esposizione
- Condizioni ambientali
- Tipologia di armatura

XC3
Ordinarie
Poco sensibili

Materiali utilizzati:

- Classe di resistenza CLS
- Acciaio per armature ordinarie

C28/35
B450C

3 - Risultati

- Combinazione delle azioni
- Apertura limite per la combinazione di azioni e condizione ambientali prescelti

Frequente
0,40 mm

Elemento strutturale	DATI GEOMETRICI			DATI ARMATURA		AZIONI				Esito verifica
	B [cm]	H [cm]	c [cm]	$A_{Long,inf}$	$A_{Long,sup}$	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	w_d [mm]	w_2 [mm]	
Soletta	100	40	5	φ 20/20	φ 20/20	44,60	118,10	0,15	0,40	OK
Parete	100	40	5	φ 20/20	φ 20/20	240,10	118,10	0,10	0,40	OK
Fondazione	100	40	5	φ 20/20	φ 20/20	30,20	106,20	0,14	0,40	OK

- Combinazione delle azioni
- Apertura limite per la combinazione di azioni e condizione ambientali prescelti

Quasi permanente
0,30 mm

Elemento strutturale	DATI GEOMETRICI			DATI ARMATURA		AZIONI				Esito verifica
	B [cm]	H [cm]	c [cm]	$A_{Long,inf}$	$A_{Long,sup}$	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	w_d [mm]	w_2 [mm]	
Soletta	100	40	5	φ 20/20	φ 20/20	42,50	109,80	0,14	0,30	OK
Parete	100	40	5	φ 20/20	φ 20/20	223,10	109,80	0,10	0,30	OK
Fondazione	100	40	5	φ 20/20	φ 20/20	30,00	99,20	0,13	0,30	OK

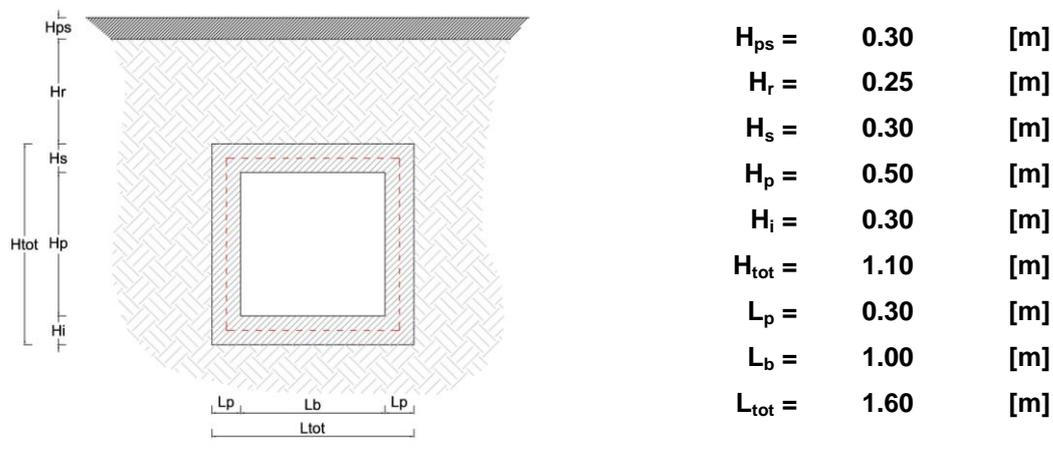
Le verifiche, pertanto, risultano soddisfatte.

21. PREMESSA - TOMBINO 1,00X0,50

Nell'ambito dei lavori di ammodernamento e adeguamento della S.S. 275 – Strada Statale Maglie – Santa Maria di Leuca sono previsti due tombini scatolari (tombino n.5 e 7) che hanno dimensioni 1,00x0,50m con ricoprimento massimo pari a 0.55m.

La struttura è progettata coerentemente con quanto previsto dalla normativa vigente.

L'opera ricade in zona sismica, pertanto, saranno considerate le azioni previste dalla normativa vigente NTC 2018 così come riportato nei capitoli successivi.



F 65. Caratteristiche geometriche del tombino scatolare

22. NORMATIVA E RIFERIMENTI

I calcoli e le disposizioni esecutive sono conformi alle norme attualmente in vigore elencate nel seguito.

- [XV] *D. M. Min. II. TT. del 17 gennaio 2018 – Norme tecniche per le costruzioni;*
- [XVI] *UNI EN 1990 (Eurocodice 0) – Aprile 2006: “Criteri generali di progettazione strutturale”;*
- [XVII] *Linee guida sul calcestruzzo strutturale - Presidenza del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici - Servizio Tecnico Centrale;*
- [XVIII] *UNI EN 197-1 giugno 2001 – “Cemento: composizione, specificazioni e criteri di conformità per cementi comuni;*
- [XIX] *UNI EN 11104 marzo 2004 – “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità”, complementari per l’applicazione delle EN 206-1;*
- [XX] *UNI EN 206-1 ottobre 2006 – “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità”.*
- [XXI] *CNR 10024/86 – Analisi mediante elaboratore: impostazione e redazione delle relazioni di calcolo.*

23. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Le caratteristiche dei materiali impiegati sono di seguito riportate:

- Calcestruzzo di classe C12/15 (R_{ck} 15 N/mm²) per sottofondazione.
- Calcestruzzo di classe C28/35 (R_{ck} 35 N/mm²) per strutture in CA.
- Acciaio B450C per armature metalliche.

23.1 Calcestruzzo

Trattandosi di strutture a permanente contatto con il terreno si adotta un copriferro di 5 cm.

CLASSE CONGLOMERATO		C 28/35	
Resistenza caratteristica cubica a 28 giorni	R_{ck}	35	[N/mm ²]
Classe di esposizione		XC3	
Classe di consistenza		S4	
Rapporto a/c		0.55	
Dosaggio cemento		320	[kg/mc]
Diametro massimo aggregati		32	[mm]
Resistenza caratteristica cilindrica a 28 giorni	$f_{ck} = 0.83 R_{ck}$	29.05	[N/mm ²]
Valore medio della resistenza cilindrica	$f_{cm} = f_{ck} + 8$	37.05	[N/mm ²]
Resistenza di calcolo breve durata	$f_{cd} \text{ (Breve durata)} = f_{ck} / 1.5$	19.37	[N/mm ²]
Resistenza di calcolo lunga durata	$f_{cd} \text{ (Lungo durata)} = 0.85 f_{cd}$	16.46	[N/mm ²]
Resistenza media a trazione assiale	$f_{ctm} = 0.3 (f_{ck})^{2/3}$	2.83	[N/mm ²]
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk 0,05} = 0.7 f_{ctm}$	1.98	[N/mm ²]
Resistenza media a trazione per flessione	$f_{ctm} = 1.2 f_{ctm}$	3.40	[N/mm ²]
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} = f_{ctk 0,05} / 1.5$	1.32	[N/mm ²]
Modulo di Young	$E = 22000 (f_{cm}/10)^{0.3}$	32588	[N/mm ²]

23.2 Acciaio per cemento armato

TIPO DI ACCIAIO		B450C	
Resistenza caratteristica a rottura	f_{tk}	540	[N/mm ²]
Resistenza caratteristica a snervamento	f_{yk}	450	[N/mm ²]
Modulo elastico	E_s	210000	[N/mm ²]
Resistenza di calcolo	$f_{yd} = f_{yk}/1.15$	391.3	[N/mm ²]

23.3 Durabilità, prescrizioni sui materiali, scelta degli stati limite di fessurazione e dei copriferri

Il calcestruzzo deve essere in grado di resistere in maniera soddisfacente alle condizioni ambientali e di lavoro cui è sottoposto durante la vita dell'opera. Nella presente sezione si valutano pertanto le caratteristiche dei calcestruzzi (resistenza caratteristica, copriferri, ecc..) da impiegare per la realizzazione delle diverse parti dell'opera in oggetto tali da conseguire il requisito di durabilità richiesto.

In relazione alle classi di esposizione ambientale definite nella *UNI EN 206-1* e nella *UNI 11104*, sono state attribuite ai diversi elementi strutturali le seguenti classi di esposizione alle quali sono state associate le condizioni ambientali:

tombino idraulico scatolare *XC3* *umidità moderata;*

L'armatura deve essere protetta da un adeguato ricoprimento di calcestruzzo (copriferro) dimensionato in funzione dell'aggressività dell'ambiente e della sensibilità delle armature alla corrosione, tenendo anche conto della tolleranza di posa delle armature.

La distanza tra la parete interna del cassero e la generatrice dell'armatura metallica più vicina, individua il cosiddetto "copriferro nominale".

Considerate le classi di esposizione ambientale, la tipologia delle opere e le classi del calcestruzzo impiegato, i valori del copri ferro minimo sono assunti pari a:

Elemento	Copriferro minimo di progetto c_{min} (mm)
Tombino idraulico scatolare	50

T.11 Valori dei copriferri di progetto

24. CARATTERISTICHE GEOTECNICHE

Nei paragrafi seguenti sono riportati i parametri geotecnici di riferimento utilizzati nel dimensionamento delle opere in oggetto.

24.1 Terreni di ricoprimento

PROPRIETA'	SIGLA	VALORE	U.M.
Peso specifico	γ	18.00	[kN/m ³]
Angolo di attrito	ϕ	35.00	[°]
Coesione	c	0.00	[kPa]
Coefficiente di spinta a riposo	$K_o^{(*)}$	0.43	[-]

(*) calcolata avvalendosi della formulazione di Jaky (1944) $K_o=1-\text{sen}(\phi)$

T.12 Caratteristiche fisico-meccaniche dei terreni di ricoprimento

Per il rinfianco si adottano i medesimi parametri fisico-meccanici.

24.2 Terreni di fondazione

PROPRIETA'	SIGLA	VALORE	U.M.
Peso specifico	γ	20.00	[kN/m ³]
Angolo di attrito	ϕ	25.00	[°]
Coesione	c	0.00	[kPa]
Molle Winkler	k	75625	[kN/m ³]
Modulo di elasticità	E	15.00	[MPa]

T.13 Caratteristiche fisico-meccaniche terreni di fondazione

La falda è assunta a profondità tale da non interferire con il volume significativo interessato dall'opera in progetto.

25. CRITERI DI CALCOLO E DEFINIZIONE DELLE AZIONI

25.1 Software di calcolo

Per l'analisi del manufatto è stato utilizzato un foglio di calcolo, sviluppato in ambiente VBA-Excel, per il calcolo di strutture scatolari. Il calcolo dei domini N-M impiegati nelle verifiche a pressoflessione, invece, è stato condotto con l'ausilio del programma VCA-Slu del prof. Piero Gelfi.

L'affidabilità dei codici è stata verificata grazie al positivo riscontro con codici di calcolo commerciali e calcolo manuale per semplici configurazioni.

Per determinare le caratteristiche sismiche del sito di progetto è stato impiegato l'applicativo "GeoStru-Parametri Sismici".

25.2 Modellazione

Le analisi sono state condotte su una striscia unitaria di struttura mediante un modello di calcolo bidimensionale in condizioni di deformazione piana.

La struttura è definita sulla base degli assi baricentrici degli elementi. La fondazione, invece, è rappresentata con schema di trave su letto di molle (alla Winkler) non reagenti a trazione. Il valore della costante di sottofondo adottato nel calcolo è riportato nella tabella T.3.

25.3 Verifiche SLU-STR

25.3.1 Verifiche a pressoflessione

La verifica agli SLU è stata realizzata attraverso il calcolo dei domini di interazione N-M, ovvero il luogo dei punti rappresentativi di sollecitazioni che portano in crisi la sezione di verifica secondo i criteri di resistenza da normativa.

Il calcolo dei domini è stato svolto sotto le seguenti ipotesi:

- conservazione delle sezioni piane;
- legame costitutivo del calcestruzzo parabola-rettangolo non reagente a trazione, con plateau ad una deformazione pari a 0.002 e a rottura pari a 0.0035 ($\sigma_{max} = 0.85 \times 0.83 \times R_{ck} / 1.5$);
- legame costitutivo dell'armatura d'acciaio elastico-perfettamente plastico con deformazione limite di rottura a 0.01 ($\sigma_{max} = f_{yk} / 1.15$)

25.3.2 Verifiche a taglio

La resistenza a taglio V_{Rd} di elementi sprovvisti di specifica armatura è calcolata sulla base della resistenza a trazione del calcestruzzo (NTC18 - 4.1.2.3.5.1). Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza al taglio si valuta con:

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

- $k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$
- $v_{\min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$
- d è l'altezza utile della sezione [mm];
- $\rho_1 = A_{s1} / (b_w \cdot d)$ è il rapporto geometrico di armatura longitudinale ($\leq 0,02$);
- $\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$ è la tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0,2 f_{cd}$);
- b_w è la larghezza minima della sezione [mm].

La resistenza a taglio V_{Rd} di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio deve essere valutata sulla base di una adeguata schematizzazione a traliccio (NTC18 - 4.1.2.3.5.2).

Gli elementi resistenti dell'ideale traliccio sono: le armature trasversali, le armature longitudinali, il corrente compresso di calcestruzzo e i puntoni d'anima inclinati. L'inclinazione θ dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave deve rispettare i limiti seguenti:

$$1 \leq \text{ctg}\theta \leq 2,5$$

La verifica di resistenza (SLU) si pone con

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

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

Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di calcolo a "taglio trazione" è stata calcolata con:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin \alpha$$

Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di calcolo a "taglio compressione" si calcola con:

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$$

La resistenza al taglio della trave è la minore delle due sopra definite:

$$V_{Rd} = \min (V_{Rsd}, V_{Rcd})$$

con:

- d è l'altezza utile della sezione;
- b_w è la larghezza minima della sezione;
- σ_{cp} è la tensione media di compressione della sezione;
- A_{sw} è l'area dell'armatura trasversale;
- S è l'interasse tra due armature trasversali consecutive;
- α è l'angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave;
- f'_{cd} è la resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima ($f'_{cd}=0.5f_{cd}$);
- α_c è un coefficiente maggiorativo pari ad 1 per membrature non compresse.

25.4 Verifiche SLU-GEO

Le verifiche sono state effettuate accertando che sia soddisfatta la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

con E_d è il valore di progetto dell'azione instabilizzante e R_d il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico. È stata analizzata la condizione di collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno (SLU GEO).

Le verifiche GEO sono effettuate applicando la combinazione (A1+M1+R3) di coefficienti parziali prevista dall'Approccio 2, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle tabelle seguenti

25.4.1 Verifiche a carico limite

Operativamente, il calcolo del carico limite è stata impiegata l'espressione generale di Brinch-Hansen (1970):

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma' \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma + c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q$$

nella quale:

- N_c, N_q, N_γ fattori di capacità portante, dipendenti dall'angolo di resistenza al taglio;
- s_c, s_q, s_γ fattori di forma della fondazione;
- i_c, i_q, i_γ fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del carico;
- b_c, b_q, b_γ fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione della base;
- g_c, g_q, g_γ fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del piano campagna;
- d_c, d_q, d_γ fattori dipendenti dalla profondità del piano di posa.

Per la determinazione dei fattori di capacità portante N_q e N_c si fa riferimento alle espressioni ricavate analiticamente da Prandtl (1921) e Reissner (1924). Per il fattore N_γ si fa riferimento all'espressione proposta da Caquot e Kérisel (1953).

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

Per tener conto dell'eccentricità e della risultante dei carichi, il valore della larghezza B da introdurre nell'equazione del carico limite è quello corrispondente all'area effettiva equivalente (Meyerhof, 1953), ossia alla minima superficie rispetto alla quale la risultante risulta centrata.

Nel caso di fondazioni quadrate o rettangolari tale larghezza è data da:

$$B = B_R - 2 \cdot e$$

dove B_R è la larghezza della fondazione reale.

- *Fattori di forma*

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

- *Fattori di profondità*

Per profondità relative $D/B \leq 1$ $d_q = 1 + 2 \frac{D}{B} \tan \phi (1 - \sin \phi)^2$

Per profondità relative $D/B > 1$ $d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \tan^{-1}(D/B)$

$$d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \tan \phi} \quad d_\gamma = 1$$

- *Fattori di inclinazione del carico*

Definito il parametro $m = \frac{2 + B/L}{1 + B/L}$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{N + A_f c' \cot \phi} \right)^{m+1} \quad i_q = \left(1 - \frac{H}{N + A_f c' \cot \phi} \right)^m \quad i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \tan \phi}$$

- *Fattori di inclinazione del piano di posa della fondazione*

$$b_q = (1 - \alpha \tan \phi)^2 \quad b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_c \tan \phi} \quad b_\gamma = b_q$$

dove α è l'inclinazione del piano di posa sul piano orizzontale.

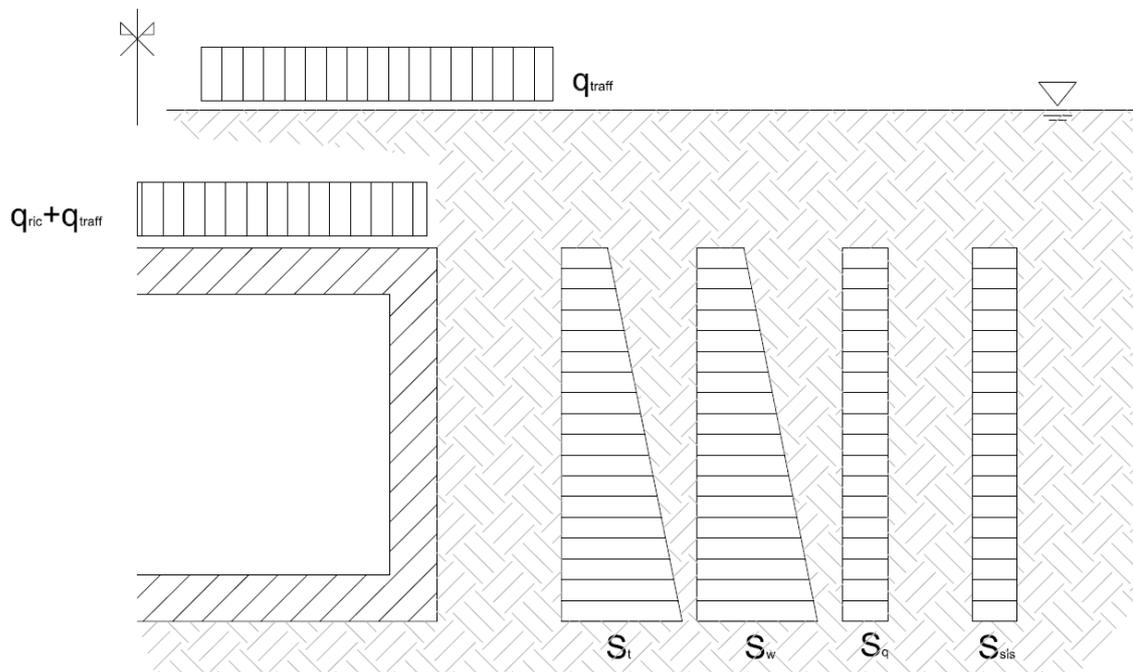
- *Fattori di inclinazione del pendio*

$$g_q = (1 - \tan \omega)^2 \quad g_c = g_q - \frac{1 - g_q}{N_c \tan \phi} \quad g_\gamma = g_q$$

dove ω è l'inclinazione del piano campagna.

26. ANALISI DEI CARICHI

Gli schemi di carico dello scatolare sono qualitativamente sintetizzati in figura. Nei paragrafi che seguono sono analizzati singolarmente i carichi.



F 66. Schema dei carichi agenti sulla struttura scatolare

26.1 Peso proprio

Il peso proprio del manufatto è calcolato in automatico dal codice di calcolo assumendo per il calcestruzzo $\gamma_{ca} = 25 \text{ kN/m}^3$.

26.2 Spinta delle terre in condizioni statiche

La spinta orizzontale del terreno (S_t) è valutata mediante l'espressione:

$$\sigma_h(z) = \gamma' z K_o$$

con

- z = profondità misurata dal piano campagna
- K_o = coefficiente di spinta a riposo; $K_o = 1 - \tan^2 \phi$

risulta pertanto una spinta del terreno con distribuzione triangolare con valore nullo al piano campagna e massimo alla base della platea.

26.3 Spinta dell'acqua

La spinta orizzontale dell'acqua (S_w) sulle pareti laterali non risulta presente vista la profondità della falda per il progetto dell'opera in esame.

26.4 Spinta delle terre in condizioni sismiche

Per l'analisi in condizioni sismiche si fa riferimento al metodo pseudo statico. L'incremento di sollecitazione della spinta delle terre per effetto dell'eccitazione sismica, nelle due sezioni caratteristiche indagate, dipende sostanzialmente dal meccanismo di collasso geotecnico derivante dagli spostamenti ammissibili del sistema parete-terreno.

In presenza di sisma la struttura scatolare tende ad avere un comportamento "rigido" (muro che non può subire spostamenti). L'incremento di spinta sismica delle terre (S_{sis}), da sommare alla spinta statica, applicata a metà della parete considerata, è dato dall'espressione proposta da WOOD:

$$S_{sis} = a_g/g \cdot g \cdot S \cdot H_{sc}$$

essendo:

- S_{sis} = incremento di spinta sismica applicata a $H_{sc}/2$;
- H_{sc} = altezza di calcolo della struttura;
- g = peso di volume saturo del terreno;
- a_g/g accelerazione orizzontale su suolo rigido;
- $S = S_s S_T$ coefficiente di amplificazione stratigrafica/topografica.

I coefficienti di intensità sismica sono dati dalle espressioni (NTC18 7.11.6.2.1):

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

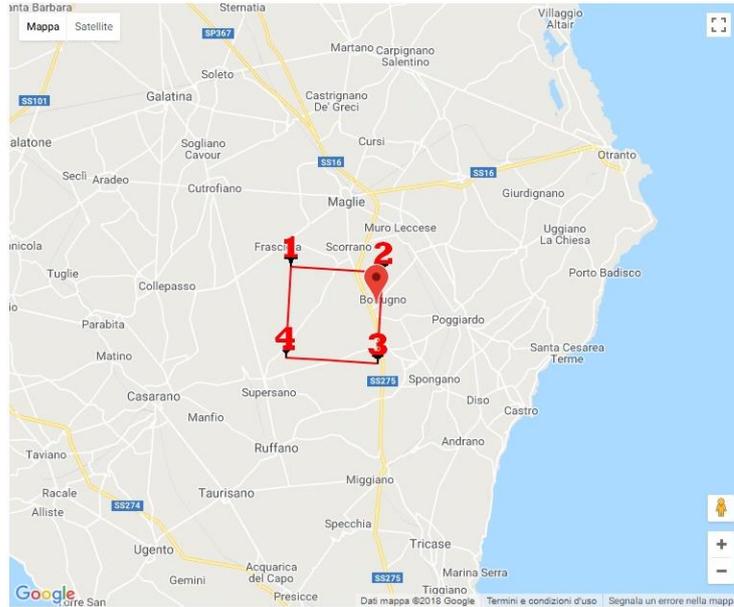
$$k_v = \pm k_h / 2$$

con:

- $a_{max} = S_s S_T a_g$;

β_m coefficiente riportato in normativa: $\beta_m = 1$ per muri che non subiscono spostamenti.

Si riportano di seguito i parametri adottati per l'analisi sismica (in condizioni di SLV) dell'opera ricavati a partire dall'individuazione secondo normativa vigente della zona sismica nella quale ricade l'intervento. Le caratteristiche fisico-meccaniche dei terreni delle unità geotecniche sono compatibili con la categoria B; le caratteristiche topografiche rispondono alla categoria T1, secondo NTC18.



Stati limite

Classe Edificio

II. Affollamento normale. Assenza di funz. pubbliche e sociali...

Vita Nominale: 50

Interpolazione: Media ponderata

CU = 1

Stato Limite	Tr [anni]	a_g [g]	Fo	T_c^* [s]
Operatività (SLO)	30	0.015	2.388	0.159
Danno (SLD)	50	0.020	2.450	0.206
Salvaguardia vita (SLV)	475	0.059	2.609	0.432
Prevenzione collasso (SLC)	975	0.083	2.581	0.486
Periodo di riferimento per l'azione sismica:	50			

Coefficienti sismici

Tipo: Muri di sostegno NTC 2018

Muri di sostegno che non sono in grado di subire spostamenti.

H (m): 1 us (m): 0.1

Cat. Sottosuolo: B

Cat. Topografica: T1

	SLO	SLD	SLV	SLC
SS Amplificazione stratigrafica	1,20	1,20	1,20	1,20
CC Coeff. funz categoria	1,59	1,51	1,30	1,27
ST Amplificazione topografica	1,00	1,00	1,00	1,00

Acc.ne massima attesa al sito [m/s²] 0.6

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0.018	0.024	0.070	0.100
kv	0.009	0.012	0.035	0.050
Amax [m/s²]	0.178	0.236	0.690	0.981

F 67. Caratterizzazione sismica del sito di interesse

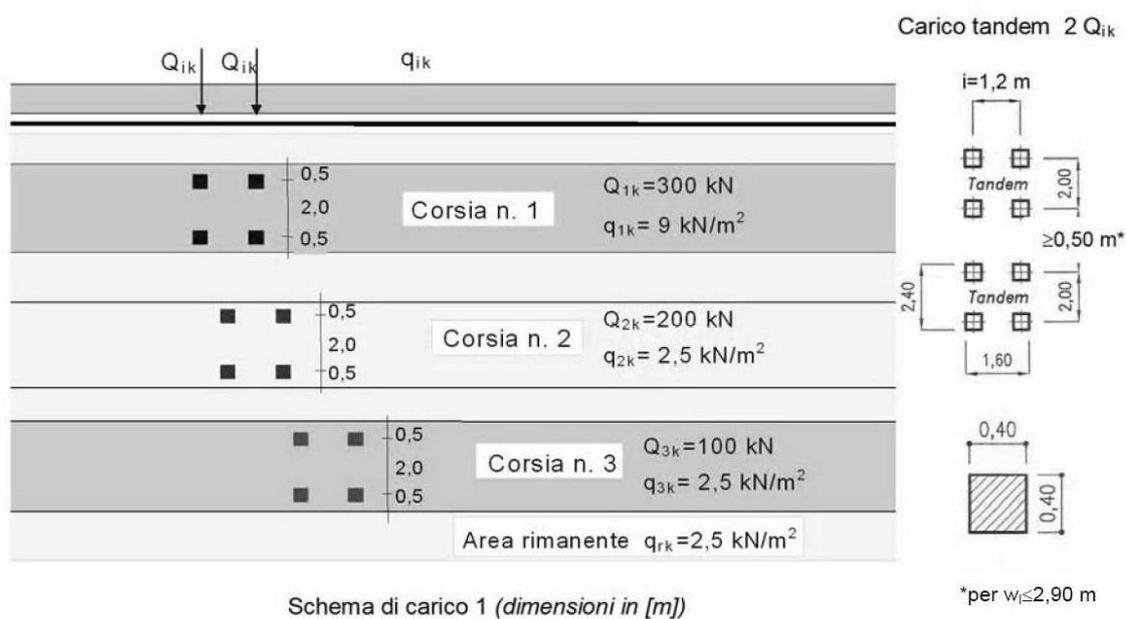
26.5 Inerzia delle masse strutturali in condizioni sismiche

L'inerzia delle masse strutturali è stata considerata tramite l'applicazione di forze statiche equivalenti alle forze di inerzia indotte dal sisma. Tale approccio consiste nell'applicazione di una forza pari al prodotto tra il coefficiente sismico precedentemente calcolato e la massa del generico elemento strutturale.

26.6 Carichi da traffico

26.6.1 Carichi agenti sulla soletta di copertura

Il carico accidentale da traffico agente sulla soletta di copertura è stato valutato secondo lo schema n.1 proposto dal D.M. 2018 "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni" e riportato nell'immagine seguente:



F 68. Schemi di carico da traffico secondo NTC2018

A favore di sicurezza, si associa a tutto il solettone, i carichi relativi alla 1a colonna di carico:

- $Q_{1a} = 2 \times 300$ kN disposti come nell'immagine precedente
- $q_{1a} = 9,00$ kN/m²,

con larghezza di ingombro convenzionale pari a 3,00 m.

L'azione del sovraccarico concentrato, determinata per una striscia di larghezza unitaria, risulta costituita da 2 carichi concentrati di intensità pari a $Q_{1a} = [(300 \text{ kN} / 3,00 \text{ m}) \times 1,00 \text{ m}] = 100 \text{ kN}$ ad interasse di 1,20 m (vedi F.5).

L'area di diffusione del relativo carico concentrato si ricava considerando i seguenti angoli di diffusione:

- Pavimentazione 45°;
- Terreno di ricoprimento 30°;
- Soletta di copertura in CA 45°.

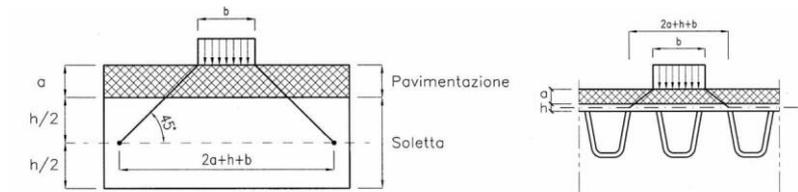
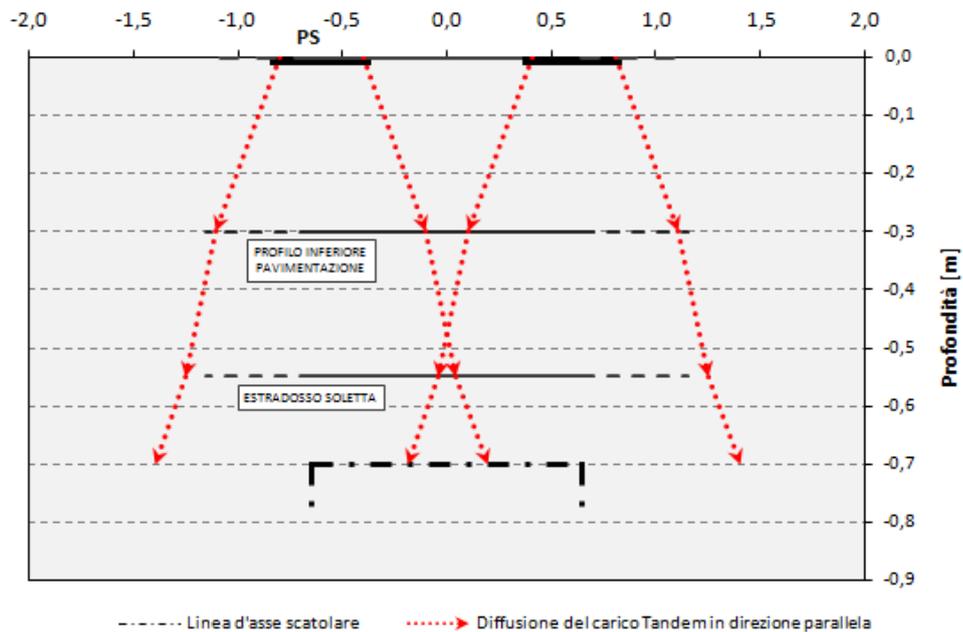


Figura 5.1.3a – Diffusione dei carichi concentrati nelle solette

Figura 5.1.3b – Diffusione dei carichi concentrati negli impalcati a piastra ortotropa

F 69. Diffusione dei carichi nell'impalcato

Conseguentemente il carico risulta diffuso come illustrato:



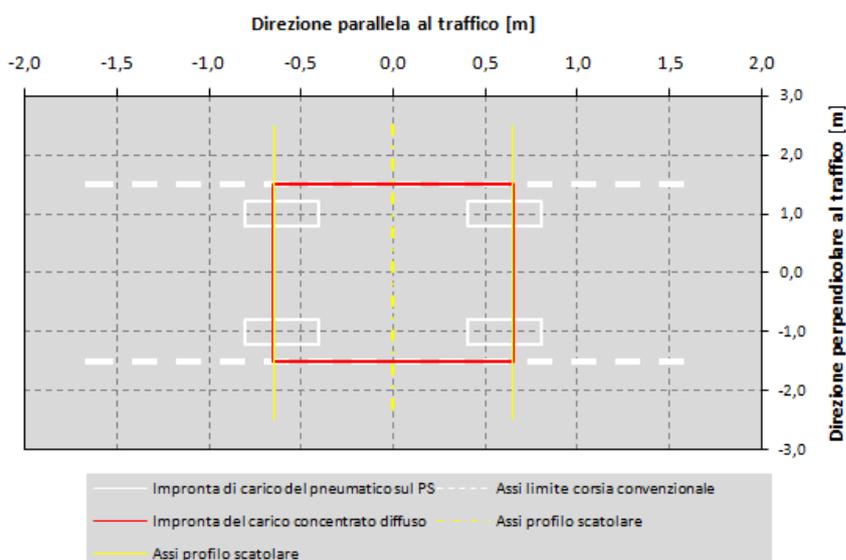
F 70. Ripartizione dei carichi concentrati da traffico sulla soletta superiore

Per la valutazione dell'area di diffusione su cui ripartire il carico concentrato si assume, a vantaggio di sicurezza:

- una larghezza di ripartizione trasversale massima pari alla larghezza della striscia di carico di 1m;
- una lunghezza di ripartizione longitudinale massima pari alla lunghezza longitudinale dell'opera.

VALUTAZIONE DELLA DIFFUSIONE DEI CARICHI MOBILI CONCENTRATI STRADALI		
Dimensione dell'area di impronta del carico concentrato	b	0,40 [m]
Interasse carico concentrato in direzione parallela al traffico	i_x	1,20 [m]
Interasse carico concentrato in direzione perpendicolare al traffico	i_y	2,00 [m]
Larghezza corsia convenzionale	L_{corsia}	3,00 [m]
Carico distribuito (schema di carico 1)	q_{1k}	9,00 [kPa]
Carico tandem (schema di carico 1)	Q_{1k}	300,00 [kN]
Modello di calcolo		PIANO
Dimensione dell'area di diffusione in direzione parallela al traffico		2,79 [m]
Dimensione dell'area di diffusione in direzione perpendicolare al traffico		1,00 [m]
Dim. dell'impronta di carico applicato in direzione parallela al traffico(*)		1,30 [m]
Dim. dell'impronta di carico applicato in direzione perpendicolare al traffico(*)		1,00 [m]
Carico concentrato stradale agente sul piano stradale (PS)		200,00 [kN]
Carico concentrato stradale diffuso fino alla linea media della soletta superiore		71,72 [kPa]

(*) dimensioni dell'impronta di carico assunte a vantaggio di sicurezza.



26.6.2 Spinta laterale dovuta ai sovraccarichi accidentali

La spinta dovuta ai sovraccarichi accidentali viene valutata mediante la seguente relazione:

$$S_{cq} = q \cdot k_0 \cdot H$$

dove:

q è l'entità del sovraccarico accidentale agente (peso della pavimentazione e del terreno di ricoprimento); sono stati considerati due differenti carichi accidentali da traffico:

- carico concentrato, Q1 come da normativa, diffuso fino al piano medio della soletta di copertura

- carico distribuito su corsia
- k_0 è il coefficiente di spinta del terreno
- H è l'altezza complessiva dello strato di terreno

Il coefficiente di spinta è assunto pari a quello delle condizioni a riposo (k_0).

26.6.3 Azione della frenatura

L'azione della frenatura è stata considerata nel modello solo se persiste la seguente condizione:

$$\Delta H \leq L_{\text{corsia_convenzionale}}$$

Con:

- ΔH : distanza tra l'estradosso della pavimentazione stradale e l'estradosso della soletta superiore;
- $L_{\text{corsia_convenzionale}}$: larghezza corsia convenzionale assunta pari a 3 metri.

L'azione della frenatura è valutata mediante la seguente relazione:

$$180 \text{ kN} \leq q_3 = 0,6 \cdot (2 \cdot Q_{1k}) + 0,10 \cdot q_{1k} \cdot w_1 \cdot L \leq 900 \text{ kN}$$

In funzione della larghezza dello scatolare si ottiene:

Azione longitudinale di frenamento o di accelerazione	363,51 [kN]
---	-------------

A favore di sicurezza la larghezza di riferimento dell'azione della frenatura è assunta pari alla larghezza della singola corsia di carico, ossia pari a 300 cm.

Il carico dovuto alla frenatura viene ripartita su una fascia di larghezza B :

$$B = w_1 + \Delta H$$

Con ΔH profondità dal piano campagna a quello di estradosso della fondazione pari a 1,35 m. Ne consegue:

$$B = 3,00 + 1,35 = 4,35 \text{ m}$$

Da questo risulta:

$$q_{\text{frenatura}} = 363,51 / 4,35 = 83,57 \text{ kN/m}$$

Sulla base delle azioni definite si riporta, in sintesi, il modello di calcolo adottato per il dimensionamento e verifica del manufatto considerato.

27. COMBINAZIONE DELLE AZIONI

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono, in accordo con le NTC2018, le seguenti combinazioni delle azioni:

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.1)$$

- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili di cui al § 2.7:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.2)$$

- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.3)$$

- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.4)$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E (v. § 3.2):

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad (2.5.5)$$

Con:

- G_1 , peso proprio di tutti gli elementi strutturali;
- G_2 , peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
- P , pretensione e precompressione (assente in questo progetto);
- Q , azioni variabili sulla struttura o sull'elemento strutturale con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel tempo
- E , azioni sismiche derivanti dai terremoti.

27.1.1 Definizione dei coefficienti di partecipazione

I valori dei coefficienti correttivi introdotti sono riportati nelle tabelle; per la struttura in esame sono stati considerati i coefficienti amplificativi riportati in normativa nel capitolo relativo ai ponti (cap. 5 - Tab. 5.1.VI).

Tab. 5.1.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1	A2
Azioni permanenti g_1 e g_3	favorevoli	γ_{G1} e γ_{G3}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali ⁽²⁾ g_2	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Azioni variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	γ_{e1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Cedimenti vincolari	favorevoli	γ_{e2} , γ_{e3} , γ_{e4}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori della colonna A2.

⁽²⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali, o di una parte di essi (ad esempio carichi permanenti portati), sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

⁽³⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna

⁽⁴⁾ 1,20 per effetti locali

T.14 Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

Tab. 5.1.VI - Coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

Azioni	Gruppo di azioni (Tab. 5.1.IV)	Coefficiente ψ_0 di combinazione	Coefficiente ψ_1 (valori frequenti)	Coefficiente ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tab. 5.1.IV)	Schema 1 (carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	--	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
Vento	a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	in esecuzione	0,8	0,0	0,0
	a ponte carico SLU e SLE	0,6	0,0	0,0
Neve	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	in esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	SLU e SLE	0,6	0,6	0,5

T.15 Coefficienti per le azioni variabili per ponti stradali

Ai sensi di quanto previsto dal NTC 2018 le combinazioni di carico sono state sviluppate secondo la Tab. 5.1.IV.A qui di seguito riportata:

Tab. 5.1.IV - Valori caratteristici delle azioni dovute al traffico

Gruppo di azioni	Carichi sulla superficie carrabile					Carichi su marciapiedi e piste ciclabili non sormontabili
	Carichi verticali			Carichi orizzontali		Carichi verticali
	Modello principale (schemi di carico 1, 2, 3, 4 e 6)	Veicoli speciali	Folla (Schema di carico 5)	Frenatura	Forza centrifuga	Carico uniformemente distribuito
1	Valore caratteristico					Schema di carico 5 con valore di combinazione 2,5kN/m ²
2a	Valore frequente			Valore caratteristico		
2b	Valore frequente				Valore caratteristico	
3 (*)						Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0kN/m ²
4 (**)			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0kN/m ²			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0kN/m ²
5 (***)	Da definirsi per il singolo progetto	Valore caratteristico o nominale				

(*) Ponti pedonali
 (**) Da considerare solo se richiesto dal particolare progetto (ad es. ponti in zona urbana)
 (***) Da considerare solo se si considerano veicoli speciali

Di conseguenza, si riportano le combinazioni delle azioni implementate nel programma di calcolo, rispettivamente per le verifiche SLU e SLE.

condizioni di carico	combinazioni di carico									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
peso proprio + perm.	1,35	1,35	1,35	1,35	1	1	1	1,35	1,35	1
falda + spinta terreno	1,35	1,35	1,35	1	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1
sovraccarico A	1,35	1,35	1,35	1,35	0	0	0	1,0125	1,0125	0
sovraccarico B	1,35	1,35	1,35	1,35	0	0	0	0,54	0,54	0
sovraccarico terreno sn	1,35	1,35	0	0	1,35	1,35	0	0,54	0,54	0
sovraccarico terreno dx	1,35	0	1,35	0	1,35	0	1,35	0,54	0	0
frenatura	0	0	0	0	0	0	0	1,35	1,35	0
sisma	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1

F 71. Combinazione delle azioni agenti sull'opera in progetto per le verifiche SLU

condizioni di carico	1	2	3
peso proprio + perm.	1	1	1
falda + spinta terreno	1	1	1
sovraccarico A	1	0,75	0
sovraccarico B	1	0,4	0
sovraccarico terreno sn	1	0,4	0
sovraccarico terreno dx	1	0,4	0
frenatura	1	0	0
sisma	0	0	0

F 72. Combinazione delle azioni agenti sull'opera in progetto per le verifiche SLE
 (combinazione rara, frequente e quasi permanente)

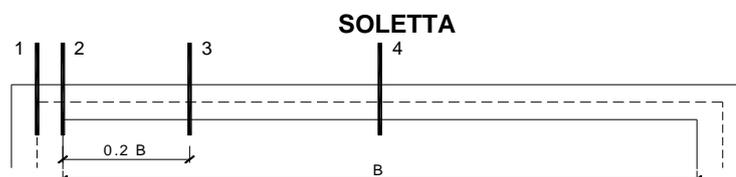
28. VERIFICHE SLU - STR

Le sollecitazioni agenti considerate si riferiscono all'involuppo delle sollecitazioni SLU-SLV. Nell'allegato si riportano gli andamenti delle caratteristiche di sollecitazione per ciascun elemento strutturale e per ciascuna combinazione di carico.

28.1 Verifiche a pressoflessione

28.1.1 Soletta superiore

La soletta superiore è armata in maniera costante, doppia e simmetrica lungo tutto il suo sviluppo e le verifiche sono eseguite in corrispondenza delle seguenti sezioni:



F 73. Sezioni sulla soletta superiore

Si riportano le sollecitazioni agenti, da inviluppo SLU-SLV, corrispondenti alle sezioni considerate:

sez.	M	N
	[kNm/m]	[kN/m]
1	-35,8	4,2
2	-21,9	4,2
3 min	-7,4	4,2
3 max	19,1	4,2
4	16,6	4,2

La sezione di verifica è rettangolare con base pari a 100 cm e altezza pari a 30 cm.

L'armatura longitudinale di calcolo (a flessione) è prevista come segue:

- $\varnothing 16/20$ superiori
- $\varnothing 16/20$ inferiori

Per l'armatura a taglio sono previste delle spille di legatura $\varnothing 12/20 \times 30$.

Il copriferro di calcolo è assunto pari a 50 mm.

La condizione maggiormente gravosa è risultata:

$$N_{S,d} = 4,20 \text{ kN}$$

$$M_{S,d} = 35,80 \text{ kNm}$$

Il momento resistente della sezione vale:

Verifica C.A. S.L.U. - File

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : _____

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	30	1	10.05	5
			2	10.05	25

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 4.20 0 kN
 M_{xEd} 35.80 0 kNm
 M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} 96.57 kNm
 σ_c -15.87 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ε_c 3.5 ‰
 ε_s 17.46 ‰
 d 25 cm
 x 4.174 x/d 0.167
 δ 0.7

Materiali
 B450C C28/35
 ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 15.87 ‰
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 11
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.6667
 τ_{c1} 1.971

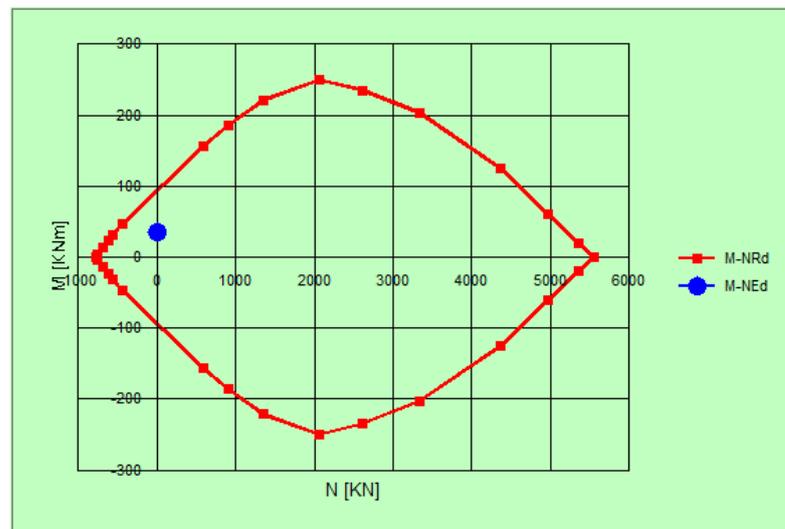
Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ 0 cm Col. modello
 Precompresso

- $M_{R,d} = 96,57 \text{ kNm} > M_{S,d} = 35,80 \text{ kNm}$

Nell'immagine successiva è riportato il dominio di resistenza della sezione:

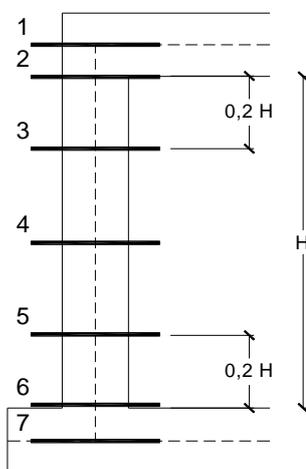


F 74. Dominio ultimo e sollecitazioni agenti sulla soletta superiore

I valori sollecitanti sono sempre inferiori a quelli resistenti, **pertanto tutte le verifiche risultano soddisfatte**

28.1.2 *Piedritti*

I piedritti sono armati in maniera costante, doppia e simmetrica lungo tutto il loro sviluppo e le verifiche sono eseguite in corrispondenza delle seguenti sezioni:



F 75. *Sezioni sui piedritti*

Si riportano le sollecitazioni agenti, da involucro SLU-SLV, corrispondenti alle sezioni considerate:

sez.	M [kNm/m]	N [kN/m]
1	-35,8	94,4
2	-24,8	95,9
3 min	-17,7	96,9
3 max	5,3	8,3
4 min	-10,6	97,9
4 max	0,0	0,0
5 min	-15,5	11,3
5 max	3,2	99,7
6	-22,8	12,3
7	-33,9	13,8

La sezione di verifica è rettangolare con base pari a 100 cm e altezza pari a 30 cm.

L'armatura longitudinale di calcolo (a flessione) è prevista come segue:

- Ø16/20 superiori
- Ø16/20 inferiori

Per l'armatura a taglio sono previste delle spille di legatura Ø12/20x30.

Il copriferro di calcolo è assunto pari a 50 mm.

La condizione maggiormente gravosa è risultata:

$N_{S,d} = 94,40 \text{ kN}$

$M_{S,d} = 35,80 \text{ kNm}$

Il momento resistente della sezione vale:

The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. Key parameters and material properties are as follows:

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	30	1	10.05	5
			2	10.05	25

Material Properties (B450C and C28/35):

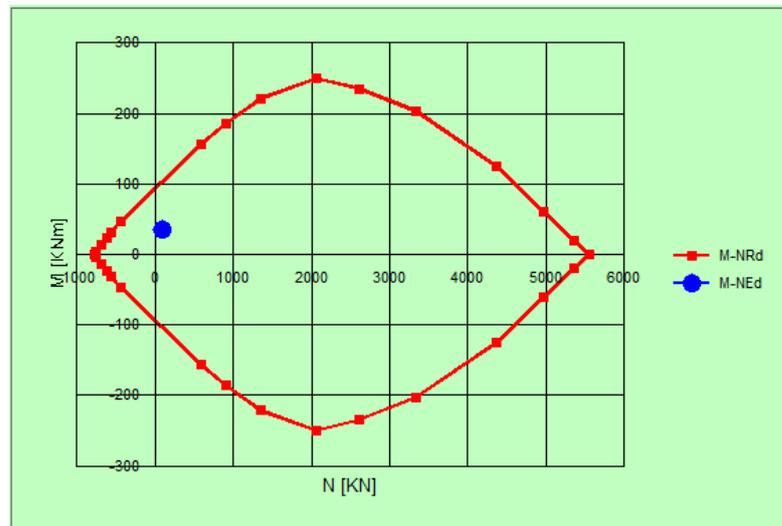
ϵ_{su}	67.5 %	ϵ_{c2}	2 %
f_{yd}	391.3 N/mm ²	ϵ_{cu}	3.5 %
E_s	200 000 N/mm ²	f_{cd}	15.87
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd}	0.8
ϵ_{syd}	1.957 %	$\sigma_{c,adm}$	11
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm ²	τ_{co}	0.6667
		τ_{c1}	1.971

Design Parameters:

- N_{Ed} : 94.4 kN
- M_{xEd} : 35.80 kNm
- M_{yEd} : 0 kNm
- M_{Rd} : 106.1 kNm
- σ_c : -15.87 N/mm²
- σ_s : 391.3 N/mm²
- ϵ_c : 3.5 %
- ϵ_s : 16.13 %
- d : 25 cm
- x : 4.458
- x/d : 0.1783
- δ : 0.7

- $M_{R,d} = 106,10 \text{ kNm} > M_{S,d} = 35,80 \text{ kNm}$

Nell'immagine successiva è riportato il dominio di resistenza della sezione:

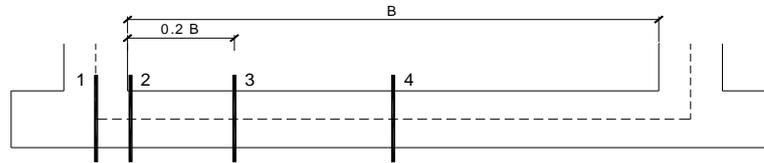


F 76. Dominio ultimo e sollecitazioni agenti sui piedritti

I valori sollecitanti sono sempre inferiori a quelli resistenti, **pertanto tutte le verifiche risultano soddisfatte.**

28.1.3 Soletta inferiore

La soletta inferiore è armata in maniera costante, doppia e simmetrica lungo tutto il loro sviluppo e le verifiche sono eseguite in corrispondenza delle seguenti sezioni:



F 77. Sezioni sulla soletta inferiore

Si riportano le sollecitazioni agenti, da involucro SLU-SLV, corrispondenti alle sezioni considerate:

sez.	M [kNm/m]	N [kN/m]
1	-33,9	61,2
2	-27,2	61,2
3 min	-14,4	34,4
3 max	26,0	-23,0
4	16,0	-4,6

La sezione di verifica è rettangolare con base pari a 100 cm e altezza pari a 30 cm.

L'armatura longitudinale di calcolo (a flessione) è prevista come segue:

- Ø16/20 superiori
- Ø16/20 inferiori

Per l'armatura a taglio sono previste delle spille di legatura Ø12/20x30.

Il copriferro di calcolo è assunto pari a 50 mm.

La condizione maggiormente gravosa è risultata:

$$N_{S,d} = -23,00 \text{ kN}$$

$$M_{S,d} = 26,00 \text{ kNm}$$

Il momento resistente della sezione vale:

Verifica C.A. S.L.U. - File

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : _____

N* strati barre 2 Zoom

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

N*	As [cm²]	d [cm]
1	10.05	5
2	10.05	25

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

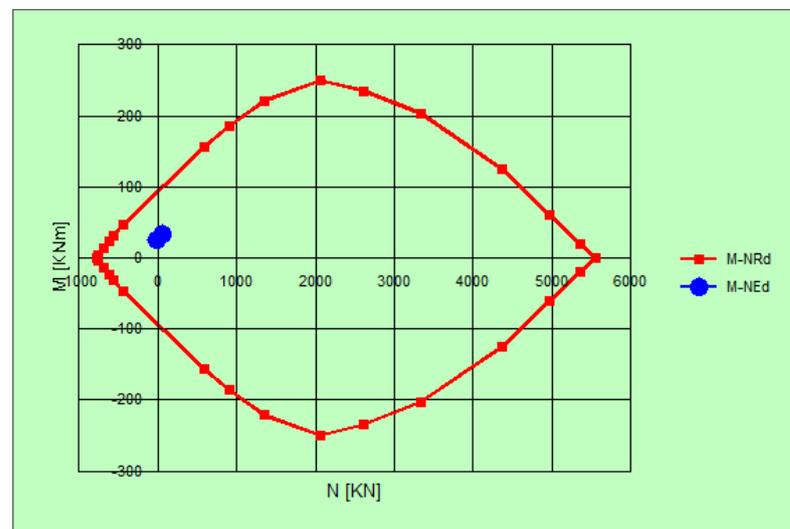
Materiali
 B450C C28/35
 ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 15.87 ‰
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 11
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.6667
 τ_{c1} 1.971

M_{xRd} 93.69 kNm
 σ_c -15.87 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 17.88 ‰
 d 25 cm
 x 4.093 x/d 0.1637
 δ 0.7

Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ 0 cm Col. modello
 Precompresso

- $M_{R,d} = 93,69 \text{ kNm} > M_{S,d} = 26,00 \text{ kNm}$

Nell'immagine successiva è riportato il dominio di resistenza della sezione:



F 78. Dominio ultimo e sollecitazioni agenti sulla soletta inferiore

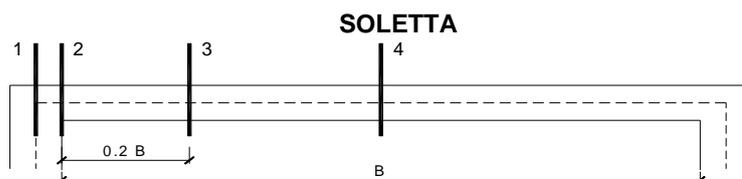
I valori sollecitanti sono sempre inferiori a quelli resistenti, **pertanto tutte le verifiche risultano soddisfatte.**

28.2 Verifiche a taglio

28.2.1 Soletta superiore

Poiché la soletta superiore dell'opera risulta armata in maniera costante, doppia e simmetrica lungo tutto il suo sviluppo, la verifica a taglio viene eseguita in corrispondenza della sezione maggiormente sollecitata.

Si riportano tuttavia le sollecitazioni agenti, da involucro SLU-SLV, nelle sezioni indicate:



F 79. Sezioni sulla soletta superiore

Sez.	V_{Ed}
(-)	(kN/m)
1	94,6
2	83,0
3	67,6
4	44,5

La sezione di verifica è rettangolare con base pari a 100 cm e altezza pari a 30 cm.

L'armatura longitudinale di calcolo (a flessione) è prevista come segue:

- Ø16/20 superiori
- Ø16/20 inferiori

Per l'armatura a taglio sono previste delle spille di legatura Ø12/20x30.

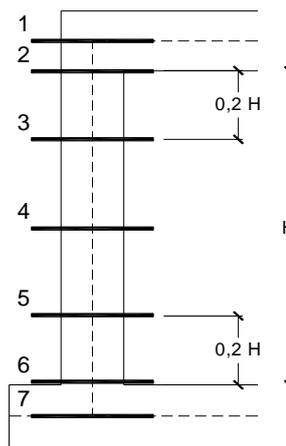
Il copriferro di calcolo è assunto pari a 50 mm.

Si riporta nel paragrafo 8.2.4 il risultato della verifica.

28.2.2 Piedritti

Poiché i piedritti dell'opera risulta armata in maniera costante, doppia e simmetrica lungo tutto il suo sviluppo, la verifica a taglio viene eseguita in corrispondenza della sezione maggiormente sollecitata.

Si riportano tuttavia le sollecitazioni agenti, da involucro SLU-SLV, nelle sezioni indicate:



F 80. Sezioni sui piedritti

Sez.	V_{Ed}
(-)	(kN/m)
1	73,7
2	72,2
3	71,2
4	69,6
5	71,6
6	73,2
7	75,7

La sezione di verifica è rettangolare con base pari a 100 cm e altezza pari a 30 cm.

L'armatura longitudinale di calcolo (a flessione) è prevista come segue:

- $\varnothing 16/20$ superiori
- $\varnothing 16/20$ inferiori

Per l'armatura a taglio sono previste delle spille di legatura $\varnothing 12/20 \times 30$.

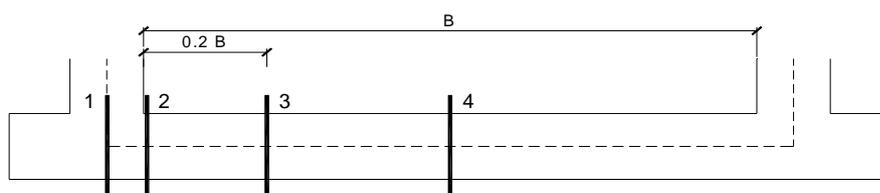
Il copriferro di calcolo è assunto pari a 50 mm.

Si riporta nel paragrafo 8.2.4 il risultato della verifica.

28.2.3 Soletta inferiore

Poiché la soletta inferiore dell'opera risulta armata in maniera costante, doppia e simmetrica lungo tutto il suo sviluppo, la verifica a taglio viene eseguita in corrispondenza della sezione maggiormente sollecitata.

Si riportano tuttavia le sollecitazioni agenti, da involucro SLU-SLV, nelle sezioni indicate:



F 81. Sezioni sulla soletta inferiore

Sez.	V_{Ed}
(-)	(kN/m)
1	56,8
2	58,4
3	75,9
4	77,2

La sezione di verifica è rettangolare con base pari a 100 cm e altezza pari a 30 cm.

L'armatura longitudinale di calcolo (a flessione) è prevista come segue:

- $\varnothing 16/20$ superiori
- $\varnothing 16/20$ inferiori

Per l'armatura a taglio sono previste delle spille di legatura $\varnothing 12/20 \times 30$.

Il copriferro di calcolo è assunto pari a 50 mm.

Si riporta nel paragrafo 8.2.4 il risultato della verifica.

28.2.4 Risultati della verifica a taglio

VERIFICA NEI CONFRONTI DELLE SOLLECITAZIONI TAGLIANTI (DM 2018)

1 - Introduzione

Si riportano i risultati della verifica nei confronti di sollecitazioni taglianti per elementi con armature trasversali resistenti al taglio.

I risultati sono riportati in tabella, dove:

- B:** Base sezione
- H:** Altezza sezione
- c:** Copriferro
- A_{Long,inf}:** Armatura longitudinale inferiore
- A_{Long,sup}:** Armatura longitudinale superiore
- A_{Trasv}:** Armatura trasversale
- V_{Ed}:** Taglio massimo agente sulla sezione
- V_{Rd}:** Taglio resistente con armature trasversali

2 - Dati generali

Materiali utilizzati:

- Classe di resistenza CLS C28/35
- Acciaio per armature ordinarie B450C

A vantaggio di sicurezza sono stati assunti i seguenti valori per:

- Inclinazione tra il puntone compresso e l'asse della trave **θ** 30 [°]
- Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave **α** 90 [°]
- Sforzo normale agente sulla sezione **N_{Ed}** 0 [kN]

3 - Risultati

Elemento strutturale	DATI GEOMETRICI			DATI ARMATURA				V _{Ed} [kN]	V _{Rd} [kN]	Esito verifica
	B [cm]	H [cm]	c [cm]	A _{Long,inf}	A _{Long,sup}	A _{Trasv}	n° bracci			
Soletta	100	30	5	φ 16/20	φ 16/20	φ 12/20	3	94,60	258,7	OK
Piedritto	100	30	5	φ 16/20	φ 16/20	φ 12/20	3	75,70	258,7	OK
Fondazione	100	30	5	φ 16/20	φ 16/20	φ 12/20	3	77,20	258,7	OK

Le verifiche, pertanto, risultano soddisfatte.

29. VERIFICHE SLU – GEO

29.1.1 Verifiche a carico limite

Si riporta la verifica di capacità portante dell'opera in oggetto.

Il peso dell'opera è $P=31,50$ kN/m; le azioni variabili sono rappresentate dal traffico ipotizzato uniformemente distribuito ($q=20$ kPa) e dal possibile riempimento della sezione di deflusso del tombino ($q=5$ kN/m).

Fondazioni Dirette Verifica in tensioni efficaci

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot q_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot q_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_{\gamma} \cdot s_{\gamma} \cdot d_{\gamma} \cdot i_{\gamma} \cdot b_{\gamma} \cdot q_{\gamma}$$

D = Profondità del piano di appoggio

e_B = Eccentricità in direzione B ($e_B = Mb/N$)

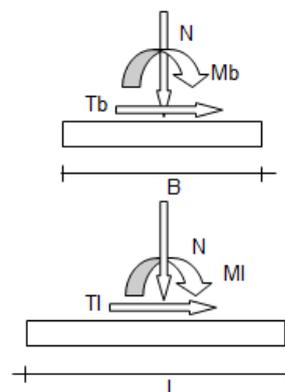
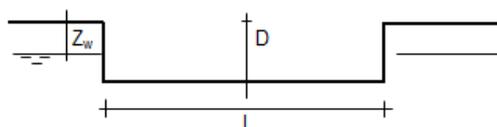
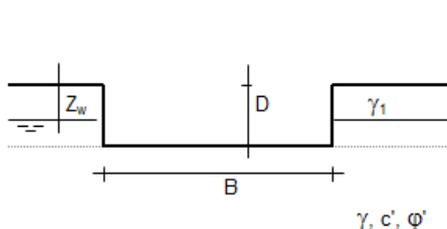
e_L = Eccentricità in direzione L ($e_L = MI/N$) (per fondazione nastriforme $e_L = 0$; $L^* = L$)

B^* = Larghezza fittizia della fondazione ($B^* = B - 2 \cdot e_B$)

L^* = Lunghezza fittizia della fondazione ($L^* = L - 2 \cdot e_L$)

(per fondazione nastriforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)

Metodo di calcolo			coefficienti parziali				resistenze		
			azioni		proprietà del terreno		q_{lim}	scorr	
			permanenti	temporanee variabili	$\tan \varphi'$	c'			
Stato Limite Ultimo	A1+M1+R1	○	1,30	1,50	1,00	1,00	1,00	1,00	
	A2+M2+R2	○	1,00	1,30	1,25	1,25	1,80	1,00	
	SISMA	○	1,00	1,00	1,25	1,25	1,80	1,00	
	A1+M1+R3	●	1,30	1,50	1,00	1,00	2,30	1,10	
	SISMA	○	1,00	1,00	1,00	1,00	2,30	1,10	
Tensioni Ammissibili			○	1,00	1,00	1,00	1,00	3,00	3,00
Definiti dal Progettista			○	1,35	1,50	1,00	1,00	1,40	1,00



(Per fondazione nastriforme $L = 100$ m)

$B = 1,60$ (m)
 $L = 100,00$ (m)
 $D = 0,50$ (m)

AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	31,50	25,00	78,45
Mb [kNm]	0,00	0,00	0,00
MI [kNm]	0,00	0,00	0,00
Tb [kN]	0,00	0,00	0,00
TI [kN]	0,00	0,00	0,00
H [kN]	0,00	0,00	0,00

Peso unità di volume del terreno

$$\gamma_1 = 20,00 \quad (\text{kN/mc})$$

$$\gamma = 20,00 \quad (\text{kN/mc})$$

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$$c' = 0,00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$\varphi' = 25,00 \quad (^\circ)$$

Valori di progetto

$$c' = 0,00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$\varphi' = 25,00 \quad (^\circ)$$

Profondità della falda

$$Z_w = 100,00 \quad (\text{m})$$

$$e_B = 0,00 \quad (\text{m})$$

$$e_L = 0,00 \quad (\text{m})$$

$$B^* = 1,60 \quad (\text{m})$$

$$L^* = 1,00 \quad (\text{m})$$

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 10,00 \quad (\text{kN/mq})$$

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 20,00 \quad (\text{kN/mc})$$

N_c, N_q, N_γ : coefficienti di capacità portante

$$N_q = \tan^2(45 + \varphi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \tan \varphi')}$$

$$N_q = 10,66$$

$$N_c = (N_q - 1) / \tan \varphi'$$

$$N_c = 20,72$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \varphi'$$

$$N_\gamma = 10,88$$

s_c, s_q, s_γ : fattori di forma

$$s_c = 1 + B^* N_q / (L^* N_c)$$

$$s_c = 1,00$$

$$s_q = 1 + B^* \tan \varphi' / L^*$$

$$s_q = 1,00$$

$$s_\gamma = 1 - 0,4 B^* / L^*$$

$$s_\gamma = 1,00$$

i_b, i_q, i_γ : fattori di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 0,00 \quad \theta = \arctg(T_b/T_l) = 0,00 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 0,00 \quad m = 2,00 \quad (-)$$

($m=2$ nel caso di fondazione nastroforme e $m=(m_b \sin^2 \theta + m_l \cos^2 \theta)$ in tutti gli altri casi)

$$i_q = (1 - H/(N + B^* L^* c' \cotg \varphi'))^m$$

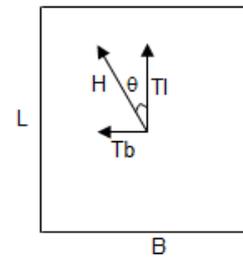
$$i_q = 1,00$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q)/(N_q - 1)$$

$$i_c = 1,00$$

$$i_\gamma = (1 - H/(N + B^* L^* c' \cotg \varphi'))^{(m+1)}$$

$$i_\gamma = 1,00$$



d_c, d_q, d_γ : fattori di profondità del piano di appoggio

per $D/B^* \leq 1$; $d_q = 1 + 2 D \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2 / B^*$

per $D/B^* > 1$; $d_q = 1 + (2 \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2) * \arctan (D / B^*)$

$$d_q = 1,16$$

$$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \varphi')$$

$$d_c = 1,17$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1,00$$

b_c, b_q, b_y : fattori di inclinazione base della fondazione

$$b_q = (1 - \beta_f \tan \varphi)^2 \quad \beta_f + \beta_p = 0,00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_q = 1,00$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \varphi)$$

$$b_c = 1,00$$

$$b_y = b_q$$

$$b_y = 1,00$$

g_c, g_q, g_y : fattori di inclinazione piano di campagna

$$g_q = (1 - \tan \beta_p)^2 \quad \beta_f + \beta_p = 0,00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_q = 1,00$$

$$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan \varphi)$$

$$g_c = 1,00$$

$$g_y = g_q$$

$$g_y = 1,00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 231,96 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

$$q = N / B^* L^*$$

$$q = 49,03 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 100,85 \geq q = 49,03 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Le verifiche risultano pertanto **soddisfatte**.

30. VERIFICHE SLE

Ai fini della verifica, si riportano, per le sezioni indicate, i valori delle tensioni di esercizio relative alle seguenti combinazioni:

- Combinazione rara;
- Combinazione quasi permanente;

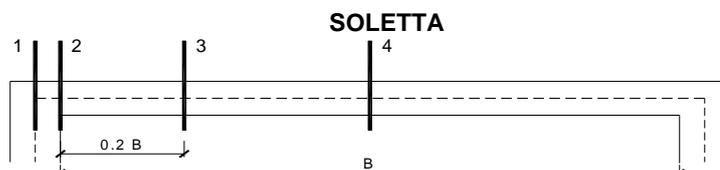
Ed i valori delle aperture delle fessure corrispondenti alle seguenti combinazioni:

- Combinazione frequente;
- Combinazione quasi permanente.

30.1.1 Soletta superiore

Poiché la soletta superiore dell'opera risulta armata in maniera costante, doppia e simmetrica lungo tutto il suo sviluppo, le verifiche SLE sono eseguite in corrispondenza delle sezioni maggiormente sollecitate.

Si riportano, per ciascuna combinazione, i valori delle tensioni di esercizio e delle aperture delle fessure per le sezioni indicate:



F 82. Sezioni sulla soletta superiore

sez.	M	N	Af	A'f	σ_c	σ_f
	[kNm/m]	[kN/m]	[cmq/m]	[cmq/m]	[Mpa]	[Mpa]
1	-28,5	5,8	10	10	3,27	124,44
2	-16,9	5,8	10	10	1,95	72,73
3 min	-3,8	5,8	10	10	0,44	14,21
3 max	15,8	5,8	10	10	1,81	67,50
4	14,6	5,8	10	10	1,67	62,10

F 83. Tensioni di esercizio per la combinazione rara

sez.	M	N	Af	A'f	σ_c	σ_f
	[kNm/m]	[kN/m]	[cmq/m]	[cmq/m]	[Mpa]	[Mpa]
1	-1,6	2,2	10	10	0,19	6,12
2	-0,1	2,2	10	10	0,01	-0,03
3 min	0,0	0,0	10	10	0,00	0,00
3 max	1,3	2,2	10	10	0,15	4,57
4	2,1	2,2	10	10	0,24	8,05

F 84. Tensioni di esercizio per la combinazione quasi permanente

sez.	M	N	i	\downarrow	Af	A'f	σ_c	σ_f	wk
	[kNm/m]	[kN/m]	[cm]	[mm]	[cmq/m]	[cmq/m]	[Mpa]	[Mpa]	[mm]
1	-5,8	4,4	20	16	10	10	0,66	23,60	0,021
2	-0,4	4,4	20	16	10	10	0,05	0,27	0,000
3 min	0,0	0,0	20	16	10	10	0,00		
3 max	4,8	4,4	20	16	10	10	0,55	19,05	0,017
4	7,7	4,4	20	16	10	10	0,89	32,18	0,029

F 85. Apertura delle fessure per la combinazione frequente

sez.	M	N	i	\downarrow	Af	A'f	σ_c	σ_f	wk
	[kNm/m]	[kN/m]	[cm]	[mm]	[cmq/m]	[cmq/m]	[Mpa]	[Mpa]	[mm]
1	-1,6	2,2	20	16	10	10	0,19	6,12	0,005
4	2,1	2,2	20	16	10	10	0,24	8,05	0,007

F 86. Apertura delle fessure per la combinazione quasi permanente

La sezione di verifica è rettangolare con base pari a 100 cm e altezza pari a 30 cm.

L'armatura longitudinale di calcolo (a flessione) è prevista come segue:

- Ø16/20 superiori
- Ø16/20 inferiori

Per l'armatura a taglio sono previste delle spille di legatura Ø12/20x30.

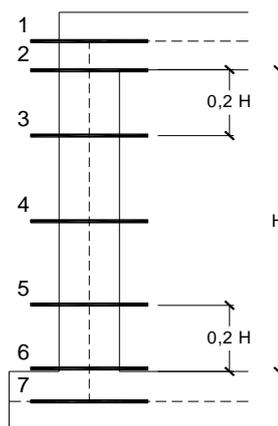
Il copriferro di calcolo è assunto pari a 50 mm.

Si riportano nel paragrafo 10.1.4 il risultato della verifiche delle tensioni di esercizio, e nel paragrafo 10.1.5 il risultato delle verifiche di apertura delle fessure.

30.1.2 Piedritti

Poiché i piedritti dell'opera risulta armata in maniera costante, doppia e simmetrica lungo tutto il suo sviluppo, le verifiche SLE sono eseguite in corrispondenza delle sezioni maggiormente sollecitate.

Si riportano, per ciascuna combinazione, i valori delle tensioni di esercizio e delle aperture delle fessure per le sezioni indicate:



F 87. Sezioni sui piedritti

sez.	M	N	Af	A'f	σ_c	σ_f
	[kNm/m]	[kN/m]	[cmq/m]	[cmq/m]	[Mpa]	[Mpa]
1	-28,5	78,8	10	10	3,27	88,47
2	-20,1	79,9	10	10	2,27	51,02
3 min	-14,6	80,6	10	10	1,61	27,44
3 max	2,3	15,3	10	10	0,25	3,27
4 min	-9,2	81,4	10	10	0,95	7,32
4 max	0,0	0,0	10	10	0,00	0,00
5 min	-12,6	17,6	10	10	1,46	47,65
5 max	1,2	82,9	10	10	0,32	3,06
6	-17,9	18,3	10	10	2,06	70,62
7	-26,0	19,4	10	10	2,99	106,34

F 88. Tensioni di esercizio per la combinazione rara

sez.	M	N	Af	A'f	σ_c	σ_f
	[kNm/m]	[kN/m]	[cmq/m]	[cmq/m]	[Mpa]	[Mpa]
1	-1,6	11,3	10	10	0,17	2,18
2	-1,4	12,4	10	10	0,14	0,97
3 min	-1,3	13,2	10	10	0,13	0,57
3 max	0,0	0,0	10	10	0,00	0,00
4 min	-1,3	14,7	10	10	0,13	0,40
4 max	0,0	0,0	10	10	0,00	0,00
5 min	-1,4	15,4	10	10	0,15	0,59
5 max	0,0	0,0	10	10	0,00	0,00
6	-1,7	16,2	10	10	0,17	1,03
7	-2,2	17,3	10	10	0,24	2,47

F 89. Tensioni di esercizio per la combinazione quasi permanente

sez.	M	N	i	\downarrow	Af	A'f	σ_c	σ_f	wk
	[kNm/m]	[kN/m]	[cm]	[mm]	[cmq/m]	[cmq/m]	[Mpa]	[Mpa]	[mm]
1	-5,8	36,9	20	16	10	10	0,63	8,97	0,007
2	-5,2	38,0	20	16	10	10	0,55	6,44	0,005
3 min	-4,9	38,8	20	16	10	10	0,52	5,23	0,004
3 max	0,0	0,0	20	16	10	10	0,00		
4 min	-4,7	39,5	20	16	10	10	0,49	4,38	0,003
4 max	0,0	0,0	20	16	10	10	0,00		
5 min	-4,7	41,0	20	16	10	10	0,48	3,74	0,003
5 max	0,0	0,0	20	16	10	10	0,00		
6	-4,8	41,8	20	16	10	10	0,50	3,92	0,003
7	-5,2	42,9	20	16	10	10	0,54	4,91	0,004

F 90. Apertura delle fessure per la combinazione frequente

sez.	M	N	i	\downarrow	Af	A'f	σ_c	σ_f	wk
	[kNm/m]	[kN/m]	[cm]	[mm]	[cmq/m]	[cmq/m]	[Mpa]	[Mpa]	[mm]
1	-1,6	11,3	20	16	10	10	0,17	2,18	0,002
2	-1,4	12,4	20	16	10	10	0,14	0,97	0,001
3 min	-1,3	13,2	20	16	10	10	0,13	0,57	0,000
3 max	0,0	0,0	20	16	10	10	0,00		
4 min	-1,3	14,7	20	16	10	10	0,13	0,40	0,000
4 max	0,0	0,0	20	16	10	10	0,00		
5 min	-1,4	15,4	20	16	10	10	0,15	0,59	0,000
5 max	0,0	0,0	20	16	10	10	0,00		
6	-1,7	16,2	20	16	10	10	0,17	1,03	0,001
7	-2,2	17,3	20	16	10	10	0,24	2,47	0,002

F 91. Apertura delle fessure per la combinazione quasi permanente

La sezione di verifica è rettangolare con base pari a 100 cm e altezza pari a 30 cm.

L'armatura longitudinale di calcolo (a flessione) è prevista come segue:

- Ø16/20 superiori
- Ø16/20 inferiori

Per l'armatura a taglio sono previste delle spille di legatura Ø12/20x30.

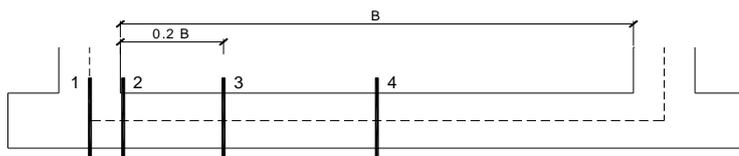
Il copriferro di calcolo è assunto pari a 50 mm.

Si riportano nel paragrafo 10.1.4 il risultato della verifiche delle tensioni di esercizio, e nel paragrafo 10.1.5 il risultato delle verifiche di apertura delle fessure.

30.1.3 Soletta inferiore

Poiché la soletta inferiore dell'opera risulta armata in maniera costante, doppia e simmetrica lungo tutto il suo sviluppo, le verifiche SLE sono eseguite in corrispondenza delle sezioni maggiormente sollecitate.

Si riportano, per ciascuna combinazione, i valori delle tensioni di esercizio e delle aperture delle fessure per le sezioni indicate:



F 92. Sezioni sulla soletta inferiore

sez.	M	N	Af	A'f	σ_c	σ_f
	[kNm/m]	[kN/m]	[cmq/m]	[cmq/m]	[Mpa]	[Mpa]
1	-26,0	44,7	10	10	3,00	93,76
2	-19,9	44,7	10	10	2,29	66,83
3 min	-9,6	25,1	10	10	1,10	30,35
3 max	20,1	-16,9	10	10	-2,32	-81,41
4	13,4	-3,5	10	10	-1,53	-57,90

F 93. Tensioni di esercizio per la combinazione rara

sez.	M	N	Af	A'f	σ_c	σ_f
	[kNm/m]	[kN/m]	[cmq/m]	[cmq/m]	[Mpa]	[Mpa]
1	-2,2	4,6	10	10	0,26	7,71
2	-0,3	4,6	10	10	0,03	-0,06
3 min	0,0	0,0	10	10	0,00	0,00
3 max	1,5	4,6	10	10	0,17	4,53
4	2,6	4,6	10	10	0,30	9,40

F 94. Tensioni di esercizio per la combinazione quasi permanente

sez.	M	N	i	\downarrow	Af	A'f	σ_c	σ_f	wk
	[kNm/m]	[kN/m]	[cm]	[mm]	[cmq/m]	[cmq/m]	[Mpa]	[Mpa]	[mm]
1	-5,2	3,7	20	16	10	10	0,60	21,29	0,019
2	-0,2	3,7	20	16	10	10	0,02		
3 min	0,0	0,0	20	16	10	10	0,00		
3 max	4,3	3,7	20	16	10	10	0,50	17,38	0,016
4	7,1	3,7	20	16	10	10	0,81	29,77	0,027

F 95. Apertura delle fessure per la combinazione frequente

sez.	M	N	i	\downarrow	Af	A'f	σ_c	σ_f	wk
	[kNm/m]	[kN/m]	[cm]	[mm]	[cmq/m]	[cmq/m]	[Mpa]	[Mpa]	[mm]
1	-2,2	4,6	20	16	10	10	0,26	7,71	0,007
4	2,6	4,6	20	16	10	10	0,30	9,40	0,008

F 96. Apertura delle fessure per la combinazione quasi permanente

La sezione di verifica è rettangolare con base pari a 100 cm e altezza pari a 30 cm.

L'armatura longitudinale di calcolo (a flessione) è prevista come segue:

- Ø16/20 superiori
- Ø16/20 inferiori

Per l'armatura a taglio sono previste delle spille di legatura Ø12/20x30.

Il copriferro di calcolo è assunto pari a 50 mm.

Si riportano nel paragrafo 10.1.4 il risultato della verifiche delle tensioni di esercizio, e nel paragrafo 10.1.5 il risultato delle verifiche di apertura delle fessure.

30.1.4 Verifiche delle tensioni di esercizio

VERIFICHE DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO (DM 2018)

1 - Introduzione

Per la combinazione di azioni prescelta, si confrontano le massime tensioni, sia nel calcestruzzo ($\sigma_{c,max}$) sia nelle armature ($\sigma_{s,max}$), per ciascun elemento strutturale, con i valori di tensione massimi consentiti ($\sigma_{c,lim}$, $\sigma_{s,lim}$). La verifica risulta soddisfatta se:

$$\sigma_{c,max} \leq \sigma_{c,lim}$$

$$\sigma_{s,max} \leq \sigma_{s,lim}$$

I risultati sono riportati in tabella, dove:

B: Base sezione

H: Altezza sezione

c: Copriferro

$A_{Long,inf}$: Armatura longitudinale inferiore

$A_{Long,sup}$: Armatura longitudinale superiore

N_{ed} : Sforzo normale agente da calcolo

M_{ed} : Momento flettente agente da calcolo

$\sigma_{c,lim}$: Valore limite della tensione di esercizio del CLS

$\sigma_{c,max}$: Valore massimo di calcolo della tensione di esercizio del CLS

$\sigma_{s,lim}$: Valore limite della tensione di esercizio dell'acciaio

$\sigma_{s,max}$: Valore massimo di calcolo della tensione di esercizio dell'acciaio

2 - Dati generali

Materiali utilizzati:

- Classe di resistenza CLS	C28/35	f_{ck}	28,00 [Mpa]
- Acciaio per armature ordinarie	B450C	f_{yk}	450,00 [Mpa]

3 - Risultati

- Combinazione delle azioni	Rara
- Tensione limite del CLS per la combinazione di azione prescelta	0,6 f_{ck}
- Tensione limite dell'acciaio per la combinazione di azione prescelta	0,80 f_{yk}

Elemento strutturale	DATI GEOMETRICI			DATI ARMATURA		AZIONI						Esito verifica
	B [cm]	H [cm]	c [cm]	$A_{Long,inf}$	$A_{Long,sup}$	N_{ed} [kN]	M_{ed} [kNm]	σ_c [MPa]	$\sigma_{c,max}$ [MPa]	σ_s [MPa]	$\sigma_{s,max}$ [MPa]	
Soletta	100	30	5	ϕ 16/20	ϕ 16/20	5,80	28,50	3,27	16,80	124,44	360,00	OK
Parete	100	30	5	ϕ 16/20	ϕ 16/20	19,40	26,00	2,99	16,80	106,34	360,00	OK
Fondazione	100	30	5	ϕ 16/20	ϕ 16/20	44,70	26,00	3,00	16,80	93,76	360,00	OK

- Combinazione delle azioni	Quasi permanente
- Tensione limite del CLS per la combinazione di azione prescelta	0,45 f_{ck}
- Tensione limite dell'acciaio per la combinazione di azione prescelta	0,80 f_{yk}

Elemento strutturale	DATI GEOMETRICI			DATI ARMATURA		AZIONI						Esito verifica
	B [cm]	H [cm]	c [cm]	$A_{Long,inf}$	$A_{Long,sup}$	N_{ed} [kN]	M_{ed} [kNm]	σ_c [MPa]	$\sigma_{c,max}$ [MPa]	σ_s [MPa]	$\sigma_{s,max}$ [MPa]	
Soletta	100	30	5	ϕ 16/20	ϕ 16/20	2,20	2,10	0,24	12,60	8,05	360,00	OK
Parete	100	30	5	ϕ 16/20	ϕ 16/20	17,30	2,20	0,24	12,60	2,47	360,00	OK
Fondazione	100	30	5	ϕ 16/20	ϕ 16/20	4,60	2,60	0,30	12,60	9,40	360,00	OK

Le verifiche, pertanto, risultano soddisfatte.

30.1.5 Verifiche di apertura delle fessure

VERIFICA DI FESSURAZIONE (DM 2018)

1 - Introduzione

Per la combinazione di azioni prescelta, si confronta il valore massimo dell'apertura della fessura (w_d), per ciascun elemento strutturale, con il valore nominale (w_k). La verifica risulta soddisfatta se:

$$w_d \leq w_k$$

I risultati sono riportati in tabella, dove:

B: Base sezione

H: Altezza sezione

c: Copriferro

$A_{Long,inf}$: Armatura longitudinale inferiore

$A_{Long,sup}$: Armatura longitudinale superiore

N_{Ed} : Sforzo normale agente da calcolo

M_{Ed} : Momento flettente agente da calcolo

w_k : Valore nominale dell'apertura delle fessure

w_d : Valore di calcolo dell'apertura delle fessure

2 - Dati generali

- Classe di esposizione
- Condizioni ambientali
- Tipologia di armatura

XC3
Ordinarie
Poco sensibili

Materiali utilizzati:

- Classe di resistenza CLS
- Acciaio per armature ordinarie

C28/35
B450C

3 - Risultati

- Combinazione delle azioni
- Apertura limite per la combinazione di azioni e condizione ambientali prescelti

Frequente
0,40 mm

Elemento strutturale	DATI GEOMETRICI			DATI ARMATURA		AZIONI			w_2 [mm]	Esito verifica
	B [cm]	H [cm]	c [cm]	$A_{Long,inf}$	$A_{Long,sup}$	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	w_d [mm]		
Soletta	100	30	5	φ 16/20	φ 16/20	4,40	5,80	0,02	0,40	OK
Parete	100	30	5	φ 16/20	φ 16/20	36,90	5,80	0,01	0,40	OK
Fondazione	100	30	5	φ 16/20	φ 16/20	3,70	7,10	0,03	0,40	OK

- Combinazione delle azioni
- Apertura limite per la combinazione di azioni e condizione ambientali prescelti

Quasi permanente
0,30 mm

Elemento strutturale	DATI GEOMETRICI			DATI ARMATURA		AZIONI			w_2 [mm]	Esito verifica
	B [cm]	H [cm]	c [cm]	$A_{Long,inf}$	$A_{Long,sup}$	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	w_d [mm]		
Soletta	100	30	5	φ 16/20	φ 16/20	2,20	2,10	0,01	0,30	OK
Parete	100	30	5	φ 16/20	φ 16/20	17,30	2,20	0,00	0,30	OK
Fondazione	100	30	5	φ 16/20	φ 16/20	4,60	2,60	0,01	0,30	OK

Le verifiche, pertanto, risultano soddisfatte.

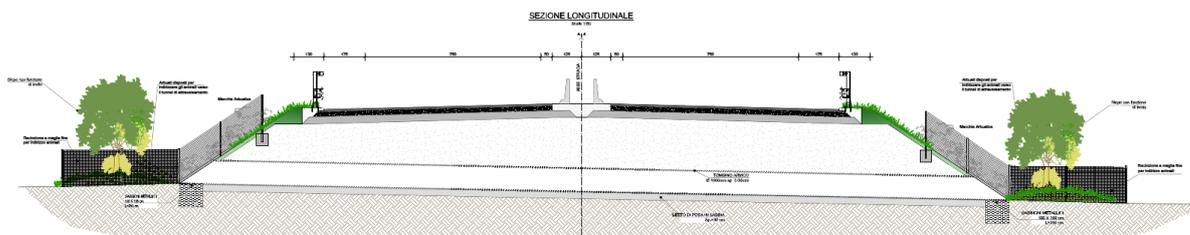
31. PREMESSA - ARMCO DN1000 FAUNISTICO

Nell'ambito dei lavori di ammodernamento e adeguamento della S.S. 275 – Strada Statale Maglie – Santa Maria di Leuca si riportano i calcoli e le verifiche degli attraversamenti faunistici (Tombini n. F1, F2, F3, F4, F5, F6, F7, F8) realizzati con tubolari DN1000 tipo Armco.

La struttura è progettata coerentemente con quanto previsto dalla normativa vigente.

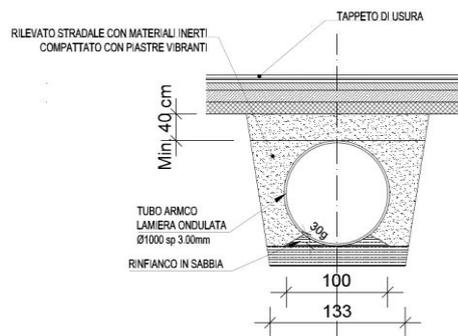
I calcoli riportati nella presente relazione si riferiscono alla sezione circolare DN1000 tipo Armco ondulato (tipo T100) con spessore 3mm e ricoprimento massimo pari a 5m.

L'opera ricade in zona sismica, pertanto, saranno considerate le azioni previste dalla normativa vigente NTC 2018 così come riportato nei capitoli successivi.



SEZIONE TIPO ATTRAVERSAMENTO

Scala 1:20



F 97. Caratteristiche geometriche del tombino circolare tipo Armco

32. RISULTATI DELLE VERIFICHE

Metodo di calcolo AISI (American Iron and Steel Institute)

Condotta portante in acciaio ondulato e zincato a piastre multiple bullonate

Cliente:

Cantiere:

Progetto:

Tipo T100 - C/2

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

D Diametro m 1,00

VERIFICHE DI FORMA⁽¹⁾

$D \leq 8,00$ m 1,00 **Verificato**

R costante **Verificato**

CARATTERISTICHE DI PROGETTO⁽²⁾

Disposizione dei carichi mobili per realizzare le condizioni di carico più gravose

ITALIA Schemi di carico secondo D.M. 17/01/2018 (1° categoria – schema di carico 2 punto 5.1.3.3.5 “Norme tecniche per le costruzioni”)

Fsl Fattore di sicurezza della lamiera 2,0

Fsb Fattore di sicurezza del giunto bullonato della lamiera 3,0

Selezione livello di compattazione del suolo

Hi Altezza rilevato minima m 0,50

Rilevato tecnico

H Altezza rilevato tecnico m 5,00

γ Peso specifico rilevato tecnico kg/m^3 1800

K	Standard Proctor Density	%	85
	Fattore di carico		0,86

VERIFICHE DI PROGETTO⁽²⁾

Calcolo della pressione

Ps	Carico statico	$H \cdot \gamma$	kg/m ²	9000,00
Pd	Carico dinamico		kg/m ²	1089,80
Pt	Pressione totale	$H \geq D \rightarrow K \cdot (Ps + Pd)$	kg/m ²	8677,23

Calcolo della compressione

Ct	Compressione totale	$Pt \cdot (D / 2)$	kg/m	4338,62
----	---------------------	--------------------	------	---------

Installazione in zona sismica

Carico sismico determinato secondo CHBDC, Canadian Highway Bridge Design Code, (Capitolo 6 - punto 4 "Earthquake Thrust") che prevede l'inserimento di un'accelerazione orizzontale (Capitolo 12 "Norme tecniche per le costruzioni")

a _g	Accelerazione orizzontale	g	0,07	
	espressa in termini di accelerazione massima del suolo con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni			
Fcs	Fattore di carico statico		1,00	
Cts	Compressione totale sismica	$[Fcs + (2 / 3 \cdot a_g)] \cdot Ps \cdot (D / 2)$	kg/m	4710,00

Viene assunto, ai fini del calcolo, il valore di 4710,00 Kg/m in quanto risulta essere il piu' sfavorevole

Calcolo della pressione sismica

Pts	Pressione totale sismica	$Cts / (D / 2)$	kg/m	9420,00
-----	--------------------------	-----------------	------	---------

Calcolo dello spessore della lamiera

S	Spessore	mm	3,0
---	----------	----	-----

Acciaio del tipo S235JR secondo al norma EN1025-2 Aprile 2005

Bm	Bulloneria/m		20
----	--------------	--	----

Caratteristiche geometriche dell'ondulazione

Ondulazione	Spessore	Tangente	Angolo	Momento di inerzia	Modulo di resistenza	Raggio giratorio	Area
	mm	mm	Δ°	cm ⁴ *	cm ³ *	cm	cm ² *
	S	T	Δ	J	W	RG	A
T100	3.0	31.69	30.15	0.1856	0.1485	0.748	0.332

* per cm lineare di proiezione sull'asse neutro

Ar	Area richiesta	Cts / fc		cm ² /cm	0,040
Aa	Area adottata			cm ² /cm	0,332
	Aa / Ar > 1,00			8,27	Verificato
σ_{MAX}	Sollecitazione di compressione			kg/cm ²	141,87
ReH	Carico unitario di snervamento	Cts / Aa		kg/cm ²	2345,31
Fsl	Fattore di sicurezza della lamiera				2,00
	ReH / σ_{MAX} > 2,00			16,53	Verificato

Calcolo del giunto bullonato della lamiera

Valore medio provini

Prove meccaniche su provini relativi alle varie ondulazioni, eseguiti nell'anno 2006/2007 c/o il Politecnico di Torino – Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica – Laboratorio Sperimentale Materiali e Strutture.

Ondulazione	Spessore	Bulloneria/m	Valore medio	Bulloneria/m	Valore medio	Bullone
	mm		kN/m		kN/m	Classe
T100	3.0			20	726.87	M12 8.8
					kN/m	726,87
Pg	Resistenza a rottura giunto bullonato da prova di laboratorio				kg/m	74118,93

Bullone ad alta resistenza classe 8.8, avente le caratteristiche meccaniche indicate nella norma EN ISO 898-1 (viti) e nella norma EN 20898-2 (dadi)

Fsb	Fattore di sicurezza del giunto bullonato della lamiera					3,00
-----	---	--	--	--	--	------

Pg / Cts > 3,00 15,73 **Verificato**

Calcolo della sollecitazione di compressione generata nella parete

Tensione di snervamento			
fy	(D/100)/RG < 294		133,69
fb	Tensione ultima di compressione dell'anello	= fy = 2345,31kg/cm ²	kg/cm ² 2345,31
fc	Tensione ammissibile	fb / 2	kg/cm ² 1172,66

Calcolo del fattore di flessibilità in fase di installazione

Ff	Fattore di flessibilità	D ² /(E · J)	mm/N	0,026
				Verificato
	Ff ≤ 0,188 mm/N			
E	Modulo di elasticità dell'acciaio		kg/cm ²	2039400
J	Momento di inerzia dell'ondulazione		cm ⁴ /cm	0,1856

Calcolo della deformazione elastica⁽⁴⁾

E'	E' = K Standard Proctor Density = 85%		kg/cm ²	140
Deformazione elastica				
De	1,25·0,1·{(2·R·PTS·R ³)/[(E·J)+(0.061·E'·(D / 2) ³]}		cm	1,02
De _{MAX}	Deformazione massima ammissibile	0,05 · D	cm	5,00
	De < De _{MAX}			Verificato

BIBLIOGRAFIA

(1) BUNDESMINISTERIUM FÜR VERKEHR Abteilung Straßenbau – Bedingungen für die Anwendung von Wellstahlrohren – Ausgabe 1997

(2) Australian/New Zealand Standard – Buried corrugated metal structures – AS/NZS 2041: 1998 NCSPA (National Corrugated Steel Institute Association) Corrugated Steel Pipe Design Manual – December 2008

CHBDC (Canadian Highway Bridge Design Code) Handbook of Steel Drainage & Highway Construction Products – November 2007

AISI (American Iron and Steel Institute) Handbook of Steel Drainage & Highway Construction Products – 1994

Recommandations et règles de l'art – SETRA Service d'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes – Octobre 1985

- (3) Metodo di Odemark (MET) Metodo degli spessori equivalenti – 1949
- (4) Formula di Spangler Iowa Calcolo della deformazione sottocarico – 1941
- (5) NCSPA (National Corrugated Steel Institute Association) CSP Durability Guide – May 2000
- (6) Schemi di carico secondo D.M. 17/01/2018 (1° categoria – schema di carico 2 punto 5.1.3.3.5
“Norme tecniche per le costruzioni”)