

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



U.O. OPERE CIVILI E GESTIONE DELLE VARIANTI

PROGETTO DEFINITIVO

COLLEGAMENTO FERROVIARIO DELL'AEROPORTO DEL SALENTO CON LA STAZIONE DI BRINDISI

OCC MINORI

Relazione di calcolo Muri di contenimento Corpo Stradale Viario

SCALA:

-

COMMESSA LOTTO FASE ENTE TIPO DOC. OPERA/DISCIPLINA PROGR. REV.

I A 7 K 0 0 D 0 9 C L I R 0 2 0 X 0 0 1 C

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione esecutiva	P.Luciani	Dic. 2019	M.Franchinotti	Dic. 2019	T.Paoletti	Dic. 2019	A.Vittozzi Feb. 2020
B	Emissione esecutiva	P.Luciani	Feb. 2020	M.Franchinotti	Feb. 2020	T.Paoletti	Feb. 2020	
C	Emissione Definitiva	P.Luciani	Feb. 2020	M.Franchinotti	Feb. 2020	T.Paoletti	Feb. 2020	

File: : IA7K00D09CLIR020X001C.doc

ITALFERR S.p.a.
U.O. Opere Civili e Gestione delle Varianti
Dott. Ing. Angela Vittozzi
Ordine degli Ingegneri della Provincia di Roma
N° A20783
lab.:

INDICE

1. PREMESSA.....	4
2. SCOPO DEL DOCUMENTO	5
3. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....	6
3.1 NORMATIVA	6
3.2 ELABORATI PROGETTUALI DI RIFERIMENTO.....	6
4. UNITÀ DI MISURA.....	7
5. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	8
5.1 CALCESTRUZZO	8
5.1.1 <i>Fondazione</i>	8
5.1.2 <i>Piedritti</i>	8
5.2 ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO.....	10
5.3 DURABILITÀ E PRESCRIZIONI SUI MATERIALI.....	10
5.4 COPRIFERRO MINIMO E COPRIFERRO NOMINALE	10
6. PARAMETRI SISMICI	11
7. PARAMETRI GEOTECNICI	13
8. GEOMETRIA DELLA STRUTTURA.....	14
9. ANALISI DEI CARICHI	15
9.1 CONDIZIONI DI CARICO.....	15
9.1.1 <i>Carichi permanenti portati (PERM)</i>	15
9.1.2 <i>Spinta del terreno (SPTSX e SPTDX)</i>	15
9.1.3 <i>Azioni della falda (SPTW)</i>	16
9.1.4 <i>Azioni variabili da traffico (ACC_SOLINF)</i>	16
9.1.5 <i>Sovraccarico accidentale in condizioni statiche e sismiche (SPACCDX e SPACCDX)</i>	16
9.1.6 <i>Azioni sismiche</i>	16
10. COMBINAZIONI DI CARICO.....	17
11. CRITERI DI VERIFICA	21
11.1 VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO.....	21

11.1.1	<i>Sollecitazioni flettenti</i>	21
11.1.2	<i>Sollecitazioni taglianti</i>	21
11.2	VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO	22
11.2.1	<i>Verifica a fessurazione</i>	22
11.2.2	<i>Verifica delle tensioni</i>	23
12.	MODELLAZIONE STRUTTURALE	24
12.1	CODICE DI CALCOLO	24
12.2	MODELLO DI CALCOLO	24
12.2.1	<i>Interazione terreno-struttura</i>	25
13.	ANALISI DELLE SOLLECITAZIONI	26
14.	VERIFICHE DI RESISTENZA ULTIMA E DI ESERCIZIO.....	30
14.1	SOLETTA DI FONDAZIONE – SEZIONE DI MEZZERIA.....	31
14.2	SOLETTA DI FONDAZIONE – SEZIONE DI INCASTRO	36
14.3	PIEDRITTI – SEZIONE DI INCASTRO INFERIORE	41
14.4	PIEDRITTI – SEZIONE MEZZERIA	46
15.	VERIFICHE GEOTECNICHE	51
15.1	VERIFICA DELLA CAPACITÀ PORTANTE.....	51
15.2	VALUTAZIONE DEI CEDIMENTI	58
16.	VALUTAZIONE DELLE INCIDENZE	60

1. PREMESSA

Il collegamento ferroviario tra la stazione di Brindisi e la futura stazione dell'aeroporto del Salento, interessa le aree a nord e nord-ovest della città, compresa tra l'asse ferroviario e l'aeroporto stesso.

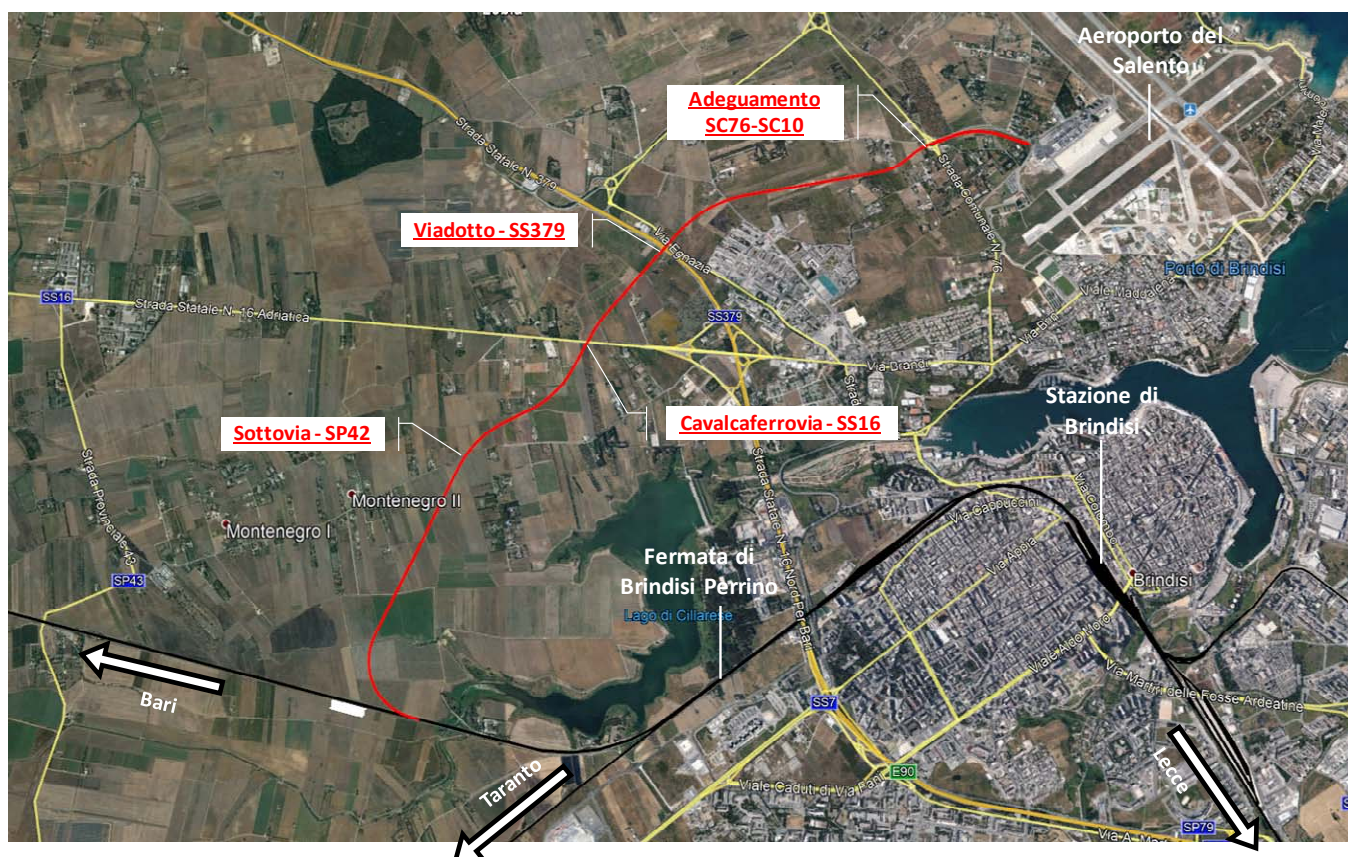
Quest'ultimo ha confermato il ruolo strategico rivestito negli ultimi anni per la Regione Puglia, dato il notevole incremento dei flussi turistici sia nazionali che internazionali.

RFI con la nota prot. RFI-DIN-DIS.AD\LTINC\P\2019\00000270, ha richiesto l'avvio delle attività per la Progettazione Tecnica ed Economica di I e II fase.

La soluzione individuata è la migliore alternativa progettuale risultante da un'analisi multicriteria realizzata all'interno del PFTE di prima fase e consegnato ad RFI con nota AGCCS.BATA.0017480.19.U del 12/03/2019.


La stessa soluzione è stata oggetto degli approfondimenti del PFTE di fase II.

Con la nota prot. RFI-DIN-DIS.AD\LTINC\P\2019\00000510, RFI ha richiesto l'avvio delle attività per l'esecuzione delle prestazioni relative alla progettazione definitiva della soluzione individuata.



Soluzione individuata

Nel PFTE di seconda fase, il tracciato era suddiviso in due lotti funzionali corrispondenti alle due fasi realizzative:
- Lotto1: relativo al collegamento a singolo binario tra la Stazione di Brindisi e la nuova Stazione di Brindisi Aeroporto;

	NODO INTERMODALE DI BRINDISI COLLEGAMENTO FERROVIARIO DELL'AEROPORTO DEL SALENTO CON LA STAZIONE DI BRINDISI PROGETTO DEFINITIVO					
Relazione di calcolo Muri di contenimento Corpo Stradale Viario	COMMESSA IA7K	LOTTO 00	CODIFICA D09CL	DOCUMENTO IR020X001	REV. C	FOGLIO 5 di 60

- Lotto 2: relativo ai rami di collegamento della nuova linea Brindisi- Brindisi Aeroporto con la linea Taranto-Brindisi e la linea Bari-Lecce.

Nella fase definitiva invece, il progetto è trattato in un unico lotto inclusi i rami di collegamento della nuova linea Brindisi- Brindisi Aeroporto con la linea Taranto-Brindisi, e la linea Bari-Lecce.

Il tracciato di progetto, lungo circa 6+225 km e con una pendenza massima del 20%, si sviluppa sostanzialmente in rilevato basso, attraversando le aree agricole a nord-ovest dell'abitato di Brindisi.


In corrispondenza di due interferenze viarie, in particolare per realizzare lo scavalco della SP42 e della SS379, la livelletta ferroviaria aumenta di quota (circa +7,5 e +10 m rispetto al piano di campagna rispettivamente).

2. SCOPO DEL DOCUMENTO

La presente relazione è relativa al calcolo del muro di contenimento del rilevato stradale in prossimità del cavalcaferrovia "IV02", previsto nell'ambito della progettazione definitiva del Collegamento ferroviario dell'aeroporto del Salento con la stazione di Brindisi ed ubicato al km 2+919.20 della linea ferroviaria.

Il muro ad U è costituito da una struttura scatolare realizzata in conglomerato cementizio gettato in opera, di dimensioni interne 11.79 x 9.01m, con piedritti di spessore 1.25m e soletta di fondazione di spessore 1.00m.

L'opera, ubicata nel Comune di Brindisi, ricade in zona sismica e sono state pertanto considerate le azioni derivanti dall'analisi sismica, secondo quanto previsto dal D.M. 17/01/18 e dalla Circolare Applicativa.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	NODO INTERMODALE DI BRINDISI COLLEGAMENTO FERROVIARIO DELL'AEROPORTO DEL SALENTO CON LA STAZIONE DI BRINDISI PROGETTO DEFINITIVO					
	Relazione di calcolo Muri di contenimento Corpo Stradale Viario	COMMESSA IA7K	LOTTO 00	CODIFICA D09CL	DOCUMENTO IR020X001	REV. C

3. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

3.1 Normativa

Le analisi strutturali e le verifiche di sicurezza sono state effettuate in accordo con le seguenti normative.

- LEGGE n. 1086 05.11.1971: “Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica”;
- Decreto Ministeriale del 17 gennaio 2018: “*Aggiornamento delle «Norme Tecniche per le Costruzioni»*”, G.U. Serie Generale n.42 del 20.02.2008, Supplemento Ordinario n.8;
- Circolare 21 gennaio 2019 n.7 ” Istruzioni per l’applicazione dell’«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018”;
- RFI DTC SI MA IFS 001 C del 21.12.2018 - “*Manuale di progettazione delle opere civili*”;
- RFI DTC SI AM MA IFS 001 B del 21.12.2018 - “Manuale di progettazione delle opere civili – Sezione 1 - Ambiente”;
- RFI DTC SI PS MA IFS 001 C del 21.12.2018 - “Manuale di progettazione delle opere civili – Sezione 2 – Ponti e Strutture”;
- RFI DTC SI CS MA IFS 001 C del 21.12.2018 - “Capitolato generale tecnico di appalto delle opere civili”;
- 1299/2014/UE Specifiche tecniche d'interoperabilità per il sottosistema “Infrastruttura” del sistema ferroviario dell’Unione Europea (18/11/2014);
- UNI EN 1997-1: Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali;
- UNI EN 1998-5: Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici;
- Legge. 2 febbraio 1974, n. 64. Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche;
- UNI EN 1992-1-1 “Progettazione delle strutture di calcestruzzo”;
- UNI EN 206-1-2016: Calcestruzzo. “Specificazione, prestazione, produzione e conformità”.

3.2 Elaborati progettuali di riferimento

Costituiscono parte integrante di quanto esposto nel presente documento, l’insieme degli elaborati di progetto specifici relativi all’opera in esame e riportati in elenco elaborati.

Muri lato spalla A - Pianta, Profilo e Sezioni	VARIE	I	A	7	K	0	0	D	0	9	P	Z	I	R	0	2	0	X	0	0	1	A
--	-------	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---

Muri lato spalla B - Pianta, Profilo e Sezioni - tav 1/2	VARIE	I	A	7	K	0	0	D	0	9	P	Z	I	R	0	2	0	X	0	0	2	A
Muri lato spalla B - Pianta, Profilo e Sezioni - tav 2/2	VARIE	I	A	7	K	0	0	D	0	9	P	Z	I	R	0	2	0	X	0	0	3	A
Muri lato spalla A - Pianta scavi	VARIE	I	A	7	K	0	0	D	0	9	P	Z	I	R	0	2	0	X	0	0	4	A
Muri lato spalla B - Pianta scavi	VARIE	I	A	7	K	0	0	D	0	9	P	Z	I	R	0	2	0	X	0	0	5	A

4. UNITÀ DI MISURA

Le unità di misura usate nella presente relazione sono:

- lunghezze [m]
- forze [kN]
- momenti [kNm]
- tensioni [MPa]

5. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

5.1 Calcestruzzo

5.1.1 Fondazione

Per la realizzazione dei piedritti del muro ad U, si prevede l'utilizzo di calcestruzzo avente classe di resistenza 25/30 ($R_{ck} \geq 30.00 \text{ N/mm}^2$) che presenta le seguenti caratteristiche:

- Resistenza caratteristica a compressione (cilindrica)

$$f_{ck} = 0.83 \times R_{ck} = 24.90 \quad \text{N/mm}^2$$

- Resistenza media a compressione

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 32.90 \quad \text{N/mm}^2$$

- Modulo elastico

$$E_{cm} = 22000 \times (f_{cm}/10)^{0.3} = 31447 \quad \text{N/mm}^2$$

- Resistenza di calcolo a compressione

$$f_{cd} = a_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c = 0.85 \times f_{ck} / 1.5 = 14.11 \quad \text{N/mm}^2$$

- Resistenza a trazione media

$$f_{ctm} = 0.30 \times f_{ck}^{2/3} = 2.56 \quad \text{N/mm}^2$$

- Resistenza a trazione

$$f_{ctk} = 0.7 \times f_{ctm} = 1.79 \quad \text{N/mm}^2$$

- Resistenza a trazione di calcolo

$$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.19 \quad \text{N/mm}^2$$

- Resistenza a compressione (comb. Rara)

$$\sigma_c = 0.55 \times f_{ck} = 13.70 \quad \text{N/mm}^2$$

- Resistenza a compressione (comb. Quasi permanente)

$$\sigma_c = 0.40 \times f_{ck} = 9.96 \quad \text{N/mm}^2$$

5.1.2 Piedritti

Per la realizzazione della soletta di fondazione del muro ad U, si prevede l'utilizzo di calcestruzzo avente classe di resistenza 32/40 ($R_{ck} \geq 37.00 \text{ N/mm}^2$) che presenta le seguenti caratteristiche:

- Resistenza caratteristica a compressione (cilindrica)

Relazione di calcolo Muri di contenimento Corpo
Stradale Viario

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7K	00	D09CL	IR020X001	C	9 di 60

$$f_{ck} = 0.83 \times R_{ck} = 33.2 \quad \text{N/mm}^2$$

- Resistenza media a compressione

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 41.2 \quad \text{N/mm}^2$$

- Modulo elastico

$$E_{cm} = 22000 \times (f_{cm}/10)^{0.3} = 33643 \quad \text{N/mm}^2$$

- Resistenza di calcolo a compressione

$$f_{cd} = a_{cc} \times f_{ck}/g_c = 0.85 \times f_{ck}/1.5 = 18.81 \quad \text{N/mm}^2$$

- Resistenza a trazione media

$$f_{ctm} = 0.30 \times f_{ck}^{2/3} = 3.10 \quad \text{N/mm}^2$$

- Resistenza a trazione

$$f_{ctk} = 0.7 \times f_{ctm} = 2.60 \quad \text{N/mm}^2$$

- Resistenza a trazione di calcolo

$$f_{ctd} = f_{ctk} / g_c = 1.45 \quad \text{N/mm}^2$$

- Resistenza a compressione (comb. Rara)

$$s_c = 0.55 \times f_{ck} = 18.26 \quad \text{N/mm}^2$$

- Resistenza a compressione (comb. Quasi permanente)

$$s_c = 0.40 \times f_{ck} = 13.28 \quad \text{N/mm}^2$$

Calcestruzzo per magrone

Classe di resistenza = C12/15

5.2 Acciaio per cemento armato

Tipo	B450 (controllato in stabilimento)	
$f_{yk} =$	450 MPa	Tensione caratteristica di snervamento
$f_{yd} = f_{yk} / 1.15 =$	391.30 MPa	Resistenza di calcolo
$\sigma_s = 0.75 f_{yk} =$	337.50 MPa	Tensione limite in condizione di esercizio (comb. Rara)
$E_s =$	210000 MPa	Modulo elastico

5.3 Durabilità e prescrizioni sui materiali

Per garantire la durabilità delle strutture in calcestruzzo armato ordinario, esposte all'azione dell'ambiente, si devono adottare i provvedimenti atti a limitare gli effetti di degrado indotti dall'attacco chimico, fisico e derivante dalla corrosione delle armature e dai cicli di gelo e disgelo.

Per le opere della presente relazione, in base a quanto prescritto dal Capitolato di Costruzione RFI 2018, si adotta quanto segue:


Fondazione	Classe di esposizione	XC2
Elevazione (piedritti)	Classe di esposizione	XC4

5.4 Copriferro minimo e copriferro nominale

Al fine di preservare le armature dai fenomeni di aggressione ambientale, dovrà essere previsto un idoneo copriferro; definito come la distanza tra la superficie esterna dell'armatura, inclusi collegamenti e staffe, e la superficie di calcestruzzo più vicina.

In riferimento alla Tabella 2.5.2.2.3.2.-1 del Manuale di Progettazione delle Opere Civili Parte II - Sezione 2, per l'elemento strutturale in esame risulta un copriferro minimo $c_{min}=40mm$.

In considerazione delle condizioni ambientali che sono aggressive, i sensi della tab.4.1.III del DM 17.01.2018, il copriferro minimo indicato in tabella è stato aumentato di 10 mm, ottenendo quindi un copriferro nominale pari a $c_{nom} = 50 mm$ per l'elevazione.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	NODO INTERMODALE DI BRINDISI COLLEGAMENTO FERROVIARIO DELL'AEROPORTO DEL SALENTO CON LA STAZIONE DI BRINDISI PROGETTO DEFINITIVO					
	Relazione di calcolo Muri di contenimento Corpo Stradale Viario	COMMESSA IA7K	LOTTO 00	CODIFICA D09CL	DOCUMENTO IR020X001	REV. C

6. PARAMETRI SISMICI

Per la definizione dell'azione sismica occorre definire il periodo di riferimento P_{VR} in funzione dello stato limite considerato. La vita nominale (V_N) dell'opera è stata assunta pari a 75 anni. La classe d'uso assunta è la III. Il periodo di riferimento (V_R) per l'azione sismica, data la vita nominale e la classe d'uso, vale:

$$V_R = V_N \times C_u = 75 \times 1.5 = 112.5 \text{ anni.}$$

Il valore di probabilità di superamento del periodo di riferimento P_{VR} , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente, è:

$$P_{VR} \text{ (SLV)} = 10\%.$$

Il periodo di ritorno dell'azione sismica T_R espresso in anni vale:

$$T_R \text{ (SLV)} = - \frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})} = 112.5 \text{ anni}$$

Dato il valore del periodo di ritorno suddetto, tramite le tabelle riportate nell'Allegato B della norma o tramite la mappatura messa a disposizione in rete dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV), è possibile definire i valori di a_g , F_0 , T^*c :

- a_g → accelerazione orizzontale massima del terreno su suolo di categoria A, espressa come frazione dell'accelerazione di gravità;
- F_0 → valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T^*c → periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale;
- S → coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_s) e dell'amplificazione topografica (S_t);

Il calcolo viene eseguito con il metodo pseudostatico (N.T.C. par. 7.11.6). In queste condizioni l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico.

Le spinte delle terre, considerando il muro ad U una struttura rigida e priva di spostamenti (NTC par. 7.11.6.2.1 e EC8-5 par.7.3.2.1), sono calcolate in regime di spinta a riposo, condizione che comporta il calcolo delle spinte in condizione sismica con l'incremento dinamico di spinta del terreno calcolato secondo la formula di Wood:

$$\Delta P_d = S a_g / g \gamma h_{tot}^2$$

L'azione sismica è rappresentata da un insieme di forze statiche orizzontali e verticali, date dal prodotto delle forze di gravità per le accelerazioni sismiche massime attese al suolo, considerando la componente verticale agente verso l'alto o verso il basso, in modo da produrre gli effetti più sfavorevoli.

L'opera ricade nel comune di Brindisi. I corrispondenti valori delle caratteristiche sismiche per lo SLV sono i seguenti:

latitudine	= 40.632727;
longitudine	= 17.941761;
a_g	= 0.056 g;
F_0	= 2.619;
T^*c	= 0.517 s.



**NODO INTERMODALE DI BRINDISI
COLLEGAMENTO FERROVIARIO DELL'AEROPORTO DEL
SALENTO CON LA STAZIONE DI BRINDISI**

PROGETTO DEFINITIVO

**Relazione di calcolo Muri di contenimento Corpo
Stradale Viario**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7K	00	D09CL	IR020X001	C	12 di 60

Il sottosuolo su cui insiste l'opera ricade in categoria sismica "C" e categoria topografica "T1". I coefficienti di amplificazione stratigrafica e topografica risultano quindi:

$$S_S = 1.5;$$


$$S_T = 1.0.$$

Risulta quindi:

$$a_{\max} = 0.084 \text{ m/s}^2;$$

$$k_h = 0.084;$$

$$k_v = \pm 0.042.$$

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	NODO INTERMODALE DI BRINDISI COLLEGAMENTO FERROVIARIO DELL'AEROPORTO DEL SALENTO CON LA STAZIONE DI BRINDISI PROGETTO DEFINITIVO					
	Relazione di calcolo Muri di contenimento Corpo Stradale Viario	COMMESSA IA7K	LOTTO 00	CODIFICA D09CL	DOCUMENTO IR020X001	REV. C

7. PARAMETRI GEOTECNICI

L'interpretazione delle prove in sito e di laboratorio ha condotto alla definizione dei seguenti valori dei parametri meccanici per i terreni tipo individuati:

Valori caratteristici dei parametri geotecnici di progetto								
		γ (kN/m ³)	φ' (°)	c' (kPa)	C_u (kPa)	G_0 (Mpa)	E_{op} (MPa)	$kh=k_v$ (m/s)
LS(ms)	Limo marrone scuro	19	25÷26 (1)	0÷10 (1)	10÷15 (1)	35 ÷ 45	9 ÷ 11	1.0E-8 ⁽¹⁾
SL/Cal	Sabbia limosa/limo sabbioso color avana con possibili intercalazioni calcarenitiche	19	29÷30	0÷6	-	70 ÷ 100 fino a 4.5 m da pc 85 ÷ 110 oltre 4.5 m da pc	18 ÷ 25 fino a 4.5 m da pc 21 ÷ 28 oltre 4.5 m da pc	1.0E-8 (per i raccordi e fino al km 01+800) 1.0E-7÷1.0E-6 (dal km 01+800 fino a fine tracciato)
LS(ga)	Limo sabbioso grigio azzurro	19.5	26÷28	7÷10	50	110 ÷ 150	28÷38	1.0E-7
AL	Argilla limosa grigio azzurra	20	23÷24	15÷20	70-150 (3)	$G_0 = 85 \cdot (\sigma'_{v0}/p_a)^{0.65}$ (assumendo la falda ad 1 m da pc)	(2.5 · G ₀)/10	1.0E-9
Cal	Depositi calcarenitici	20	31 (2)	0	-	n.d.	30 (1)	1.0E-7

γ = peso di volume naturale;

φ' = angolo di attrito "operativo";

c' = intercetta di coesione "operativa";

C_u = resistenza al taglio non drenata;

G_0 = modulo di taglio iniziale riferito alle pressioni efficaci geostatiche. Dove $G_0 = 85 \cdot (\sigma'_{v0}/p_a)^{0.65}$, $p_a = 100$ kPa

E_{op} = Modulo di young "operativo" per l'analisi dei cedimenti dei rilevati con metodi elastici lineari e non lineari

k = coefficiente di permeabilità

n.d. = non determinato

(1) Valori ipotizzati sulla base della descrizione del materiale in assenza di prove.

(2) In assenza di prove sono stati cautelativamente assunti i parametri di resistenza ottenuti sulla calcarenite fratturata più superficiale

(3) variabile linearmente con la profondità da 21 m a 50 m da pc originale

Tabella 1: Caratterizzazione geotecnica

I parametri geotecnici impiegati per il rilevato stradale sono:

$\gamma = 19.00$	kN/m ³	peso di volume naturale
$\varphi' = 35$	°	angolo di resistenza al taglio
$c' = 0.00$	kPa	coesione drenata

La falda è posizionata al di sotto del piano di posa della fondazione e non interagisce con l'opera in esame.

8. GEOMETRIA DELLA STRUTTURA

Nel seguito sarà esaminata una striscia del muro ad U avente lunghezza 1.00m. Si riportano di seguito le dimensioni geometriche della sezione in retto.

Larghezza totale dello scatolare	$L_{tot} =$	17.49m
Larghezza utile dello scatolare	$L_{int} =$	11.79m
Larghezza mensola di fondazione sinistra	$L_{msx} =$	1.60m
Larghezza mensola di fondazione destra	$L_{mdx} =$	1.60m
Spessore piedritti	$S_p =$	1.25m
Spessore piedritti zona superiore	$S_{psup} =$	0.50
Spessore setto centrale	$S_{pc} =$	0.00m
Spessore della soletta di fondazione	$S_f =$	1.00m
Altezza libera dello scatolare	$H_{int} =$	9.01m
Altezza totale dello scatolare	$H_{tot} =$	10.01m
Quota terreno da estradosso fondazione	$H_{terr} =$	8.51
Quota falda da intradosso fondazione	$H_w =$	0.00m
Larghezza striscia di calcolo	$b =$	1.00m

9. ANALISI DEI CARICHI

Nel seguente paragrafo si descrivono le condizioni di carico elementari assunte per l'analisi delle sollecitazioni e per le verifiche della struttura in esame. Tali condizioni di carico elementari saranno opportunamente combinate secondo quanto previsto dalla normativa vigente.

Per il calcestruzzo armato si assume il seguente peso specifico:

calcestruzzo armato: $\gamma_{c.a.} = 25 \text{ kN/m}^3$.

9.1 Condizioni di carico

Peso proprio strutturale (PP)

Il peso proprio della soletta e dei piedritti risulta:

Peso soletta di fondazione	$P_{si} = 25.00 \times 1.00 =$	25.00	kN/m
Peso piedritti	$P_p = 25.00 \times 1.25 =$	31.25	kN/m
Peso piedritti zona superiore	$P_{psup} = 25.00 \times 0.50 =$	12.50	kN/m
Peso setto centrale	$P_{sc} = 25.00 \times 0.00 =$	0.00	kN/m

9.1.1 Carichi permanenti portati (PERM)

Sulla soletta di fondazione sono stati considerati i carichi permanenti relativi alla sovrastruttura stradale:

Spessore medio sovrastruttura stradale	0.33	m
Peso specifico sovrastruttura stradale	20	kN/m ³
Peso sovrastruttura stradale	6.60	kN/m

9.1.2 Spinta del terreno (SPTSX e SPTDX)

La struttura è stata analizzata nella condizione di spinta a riposo.

$$K_0 = 0.426$$

La pressione del terreno è stata calcolata come:

$$P = (P_b + h_{variabile} \cdot \gamma_{\text{terreno_piedritto}}) \cdot K_0$$

al di sopra della falda

$$P = [P_b + h_{variabile} \cdot (\gamma_{\text{terreno_piedritto}} - \gamma_w)] \cdot K_0$$

al di sotto della falda

per cui risulta quanto segue.

Pressione in asse soletta inferiore	$P_1 =$	67.34	kN/m
Pressione intradosso soletta inferiore	$P_2 =$	71.39	kN/m

Inoltre sono stati considerati, come carichi concentrati nei nodi della fondazione, i contributi delle spinte del terreno esercitate su metà spessore delle solette di fondazione.

$$\text{Spinta semispessore soletta di fondazione} \quad P_{H.t.fond} = 34.68 \quad \text{kN}$$

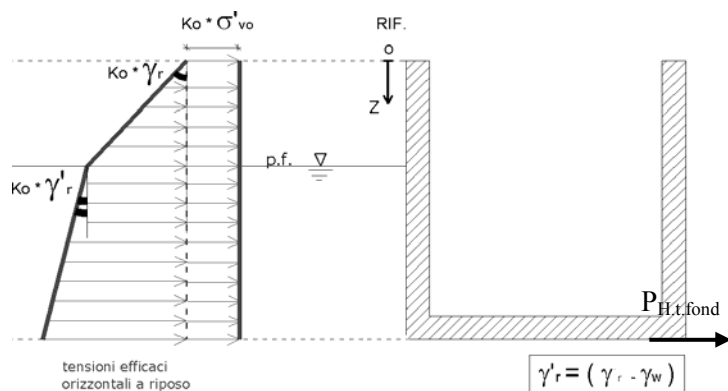


Figura 1 SPTSX

9.1.3 Azioni della falda (SPTW)

La falda è posiziona al di sotto del piano di posa della fondazione e non interagisce con l'opera in esame.

9.1.4 Azioni variabili da traffico (ACC_SOLINF)

Per quanto riguarda i sovraccarichi accidentali, si applica un carico uniformemente distribuito pari a 20 kPa.

9.1.5 Sovraccarico accidentale in condizioni statiche e sismiche (SPACCDX e SPACCDX)

La spinta orizzontale dovuta al sovraccarico accidentale è calcolata come

$$P_{qacc} = k_0 \times q$$

con q sovraccarico accidentale.

In condizioni statiche, tale sovraccarico è assunto pari a 20 kN/m².

Nel caso in esame risulta:

$$P_{qacc} = 0.426 \times 20.00 = 8.53 \text{ kN/m}^2$$

Il sovraccarico accidentale in condizioni sismiche è assunto nullo.

9.1.6 Azioni sismiche

Forze di inerzia

Per il calcolo dell'azione sismica si è utilizzato il metodo dell'analisi pseudo-statica in cui l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico k.

Le forze sismiche sono pertanto le seguenti:

$$\text{Forza sismica orizzontale} \quad F_h = k_h \times W$$

$$\text{Forza sismica verticale} \quad F_v = k_v \times W$$

I valori dei coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v possono essere valutati mediante le espressioni:

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

$$k_v = \pm 0.5 \times k_h$$

Gli effetti dell'azione sismica sono stati valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \psi_{2j} Q_{kj}$$

Si ha:

Massa associata al peso proprio piedritti	$G_1 =$	31.25	kN/m
Massa associata al peso del setto centrale	$G_2 =$	0.00	kN/m
Massa associata al carico accidentale ($\Psi=0.2$)	$G_3 =$	4.00	kN/m
Massa associata al peso del terreno	$G_4 =$	163.65	kN/m

9.1.6.1 Forze sismiche orizzontali (SISMA_H)

Forza orizzontale sui piedritti (carico orizzontale uniformemente distribuito applicato ai piedritti):

$$F_h = k_h G_p = 3.52 \quad \text{kN/m}$$

9.1.6.2 Spinta delle terre in fase sismica (SPSDX e SPSSX)

Le spinte delle terre sono state determinate con la teoria di Wood, secondo la quale la risultante dell'incremento di spinta per effetto del sisma su una parete di altezza H viene determinata con la seguente espressione:

$$\Delta S_E = (a_{\max}/g) \cdot \gamma \cdot H^2 = 115.58 \quad \text{kN/m}$$

con risultante applicata ad un'altezza pari ad H/2.

Sisma proveniente da sinistra

Sisma proveniente da destra

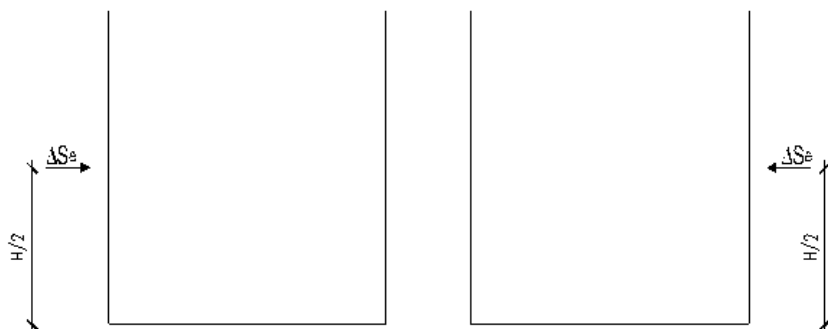


Figura 2 Spinta sismica del terreno secondo la teoria di Wood

Nel modello di calcolo si è applicato il valore della forza sismica per unità di superficie agente su un piedritto, pari a:

$$\Delta S_E = \Delta S_E / H = 11.55 \quad \text{kN/m}^2$$

10. COMBINAZIONI DI CARICO

Ai fini delle verifiche degli stati limite si è fatto riferimento alle seguenti combinazioni delle azioni.

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

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

- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

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

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

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

- Combinazione quasi permanente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) a lungo termine:

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

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

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

Dove:

$$E = \pm 1.00 \times E_Y \pm 0.30 \times E_Z \quad \text{oppure} \quad E = \pm 0.30 \times E_Y \pm 1.00 \times E_Z$$

avendo indicato con E_Y e E_Z rispettivamente le componenti orizzontale e verticale dell'azione sismica.

Si riporta la Tabella 5.2.V delle NTC18 dei coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico SLU:

Tabella 5.2.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU, eccezionali e sismica (da DM 17/01/2018)

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO	Combinazione eccezionale	Combinazione Sismica
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00	1,00	1,00
Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	1,00
Ballast ⁽³⁾	favorevoli	γ_B	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	1,00
Carichi variabili da traffico ⁽⁴⁾	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25	0,20 ⁽⁵⁾	0,20 ⁽⁵⁾
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	0,00
Precompressione	favorevole	γ_P	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00 ⁽⁶⁾	1,00 ⁽⁷⁾	1,00	1,00	1,00

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

(2) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

(3) Quando si prevedano variazioni significative del carico dovuto al ballast, se ne dovrà tener conto esplicitamente nelle verifiche.

(4) Le componenti delle azioni da traffico sono introdotte in combinazione considerando uno dei gruppi di carico gr della Tab. 5.2.IV.

(5) Aliquota di carico da traffico da considerare.

(6) 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna

(7) 1,20 per effetti locali

Si riportano di seguito le combinazioni delle azioni maggiormente significative per la determinazione delle sollecitazioni più gravose.

Tabella 2 Combinazioni di carico SLU (01-05)


	SLU01	SLU02	SLU03	SLU04	SLU05
PP	1.35	1.35	1.35	1.35	1
PERM	1.5	1.5	1.5	1.5	1
SPTSX	1.35	1.35	1	1.35	1.35
SPTDX	1.35	1	1	1.35	1.35
SPTW	1	1.35	1	1.35	1.35
SPACCSX	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
SPACCDX	0	0	1.5	1.5	1.5
ACC_SOLINF	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
SISMA_H	0	0	0	0	0
INERZIA TERRENO	0	0	0	0	0
SPSSX	0	0	0	0	0
SPSDX	0	0	0	0	0

Tabella 3 Combinazioni di carico SLV (01-02)

	SLV01	SLV02	SLE_RARA01
PP	1	1	1
PERM	1	1	1
SPTSX	1	1	1
SPTDX	1	1	1
SPTW	1	1	1
SPACCSX	0.2	0.2	1
SPACCDX	0.2	0.2	1
ACC_SOLINF	0.2	0.2	1
SISMA_H	1	1	0
INERZIA TERRENO	1	1	0
SPSSX	1	1	0
SPSDX	1	-1	0

Tabella 4 Combinazioni di carico SLE

	SLE_RARA01	SLE_RARA02	SLE_FREQ01	SLE_QPERM01
PP	1	1	1	1
PERM	1	1	1	1
SPTSX	1	1	1	1
SPTDX	1	0.8	0.8	1
SPTW	1	1	1	1
SPACCSX	1	1	0.75	0
SPACCDX	1	0	0	0
ACC_SOLINF	1	1	0.75	0
SISMA_H	0	0	0	0
INERZIA TERRENO	0	0	0	0
SPSSX	0	0	0	0
SPSDX	0	0	0	0

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	NODO INTERMODALE DI BRINDISI COLLEGAMENTO FERROVIARIO DELL'AEROPORTO DEL SALENTO CON LA STAZIONE DI BRINDISI PROGETTO DEFINITIVO					
	Relazione di calcolo Muri di contenimento Corpo Stradale Viario	COMMESSA IA7K	LOTTO 00	CODIFICA D09CL	DOCUMENTO IR020X001	REV. C

11. CRITERI DI VERIFICA

Le verifiche strutturali condotte sono le seguenti:

Verifiche di stato limite di esercizio:

- Verifiche di deformabilità
- Verifiche a fessurazione
- Verifica delle tensioni

Verifiche di stato limite di ultimo

- Verifica a flessione
- Verifica a taglio

11.1 Verifiche allo stato limite ultimo

11.1.1 Sollecitazioni flettenti

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.

Nel calcolo dei domini sono state mantenute le consuete ipotesi, tra cui:

- 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 ($\sigma_{max} = f_{yk} / 1.15$)

11.1.2 Sollecitazioni taglianti

La resistenza a taglio V_{Rd} di elementi sprovvisti di specifica armatura è stata calcolata sulla base della resistenza a trazione del calcestruzzo.

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

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

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

$$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

dove:


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

$\rho_1 = A_{sl} / (b_w \times d)$ è il rapporto geometrico di armatura longitudinale ($\leq 0,02$);

$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$ è la tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0,2 f_{cd}$);

b_w è la larghezza minima della sezione (in 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. 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:

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	NODO INTERMODALE DI BRINDISI COLLEGAMENTO FERROVIARIO DELL'AEROPORTO DEL SALENTO CON LA STAZIONE DI BRINDISI PROGETTO DEFINITIVO					
	Relazione di calcolo Muri di contenimento Corpo Stradale Viario	COMMESSA IA7K	LOTTO 00	CODIFICA D09CL	DOCUMENTO IR020X001	REV. C

$$1 \leq \text{ctg} \theta \leq 2.5$$

La verifica di resistenza (SLU) è soddisfatta se è verificata la seguente relazione:

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

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

La resistenza di calcolo a “taglio trazione” dell’armatura trasversale è stata calcolata con la seguente relazione:

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

La resistenza di calcolo a “taglio compressione” del calcestruzzo d’anima è stata calcolata con la seguente relazione:

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

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

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

In cui:

- 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 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 ($f'_{cd} = 0.5 f_{cd}$);
- α è un coefficiente maggiorativo par ad 1 per membrature non compresse.

11.2 Verifiche allo stato limite di esercizio

Le condizioni ambientali, ai fini della protezione contro la corrosione delle armature, sono suddivise in ordinarie, aggressive e molto aggressive in relazione a quanto indicato dalla Tab. 4.1.III delle NTC2018:

Tabella 5 Descrizione delle condizioni ambientali (Tab. 4.1.III delle NTC18)

Condizioni ambientali	Classe di esposizione
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Nel caso in esame, le condizioni ambientali sono “aggressive” per i piedritti e “ordinarie” per la soletta di fondazione.

11.2.1 Verifica a fessurazione

In relazione all’aggressività ambientale e alla sensibilità dell’acciaio, l’apertura limite delle fessure è pari a $w_1 = 0.2 \text{ mm}$ per i piedritti e $w_1 = 0.3 \text{ mm}$ per la fondazione, per la combinazione rara.

11.2.2 Verifica delle tensioni


I limiti tensionali considerati per i materiali sono relativi alla combinazione di carico quasi permanente e caratteristica.

Calcestruzzo:

Combinazione di azioni	Limite tensionale
Caratteristica (rara)	$\sigma_c \leq 0.55 f_{ck}$
Quasi permanente	$\sigma_c \leq 0.40 f_{ck}$

Acciaio:

Combinazione di azioni	Limite tensionale
Caratteristica (rara)	$\sigma_a \leq 0.75 f_{yk}$

	<p align="center">NODO INTERMODALE DI BRINDISI COLLEGAMENTO FERROVIARIO DELL'AEROPORTO DEL SALENTO CON LA STAZIONE DI BRINDISI</p> <p align="center">PROGETTO DEFINITIVO</p>												
<p>Relazione di calcolo Muri di contenimento Corpo Stradale Viario</p>	<table border="1"> <thead> <tr> <th>COMMESSA</th> <th>LOTTO</th> <th>CODIFICA</th> <th>DOCUMENTO</th> <th>REV.</th> <th>FOGLIO</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>IA7K</td> <td>00</td> <td>D09CL</td> <td>IR020X001</td> <td>C</td> <td>24 di 60</td> </tr> </tbody> </table>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	IA7K	00	D09CL	IR020X001	C	24 di 60
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO								
IA7K	00	D09CL	IR020X001	C	24 di 60								

12. MODELLAZIONE STRUTTURALE

12.1 Codice di calcolo

L'analisi della struttura del muro ad U è stata condotta con un programma agli elementi finiti (STRAUS7) facendo riferimento agli assi baricentrici degli elementi schematizzati con elementi "beam".

12.2 Modello di calcolo

Le analisi sono state condotte per una striscia di struttura di lunghezza unitaria, implementando un modello di calcolo bidimensionale in condizioni di deformazione piana. La struttura è definita sulla base degli assi baricentrici degli elementi. La fondazione è schematizzata come una trave su suolo elastico alla Winkler non reagente a trazione, il calcolo della costante di sottofondo è riportata nel paragrafo 12.2.1.

Lo schema statico della struttura e la relativa numerazione dei nodi e delle aste sono riportati nelle seguenti figure.



Figura 3 Modello F.E.M struttura - numerazione nodi



Figura 4 Modello F.E.M. struttura – numerazione aste

12.2.1 Interazione terreno-struttura

Nelle analisi strutturali, per la determinazione del coefficiente di sottofondo alla Winkler si è fatto riferimento alla seguente relazione (Vesic, 1965):

$$K = \frac{0.65E}{1-\nu^2} \sqrt[12]{\frac{Eb^4}{(EJ)_{fond}}}$$

dove:

E = modulo elastico del terreno;

ν = coefficiente di Poisson;

b = dimensione trasversale;

h = altezza;

J = inerzia;

E_c = modulo elastico del calcestruzzo della fondazione.

Nel caso in esame K risulta pari a 8711 kN/mc. Tale rigidezza è stata applicata come beam support lungo l'elemento, in particolare considerando la striscia di calcolo pari ad 1m risulta 8711 kPa/m*1m = 8711 kN/m/m.

13. ANALISI DELLE SOLLECITAZIONI

Nelle seguenti tabelle sono riportati i valori massimi delle caratteristiche delle sollecitazioni ricavati per le sezioni oggetto di verifica.

Di seguito è riportato l'involuppo delle sollecitazioni flettenti e taglianti dello stato limite ultimo. Le unità di misura adottate nei diagrammi seguenti sono kN-m.

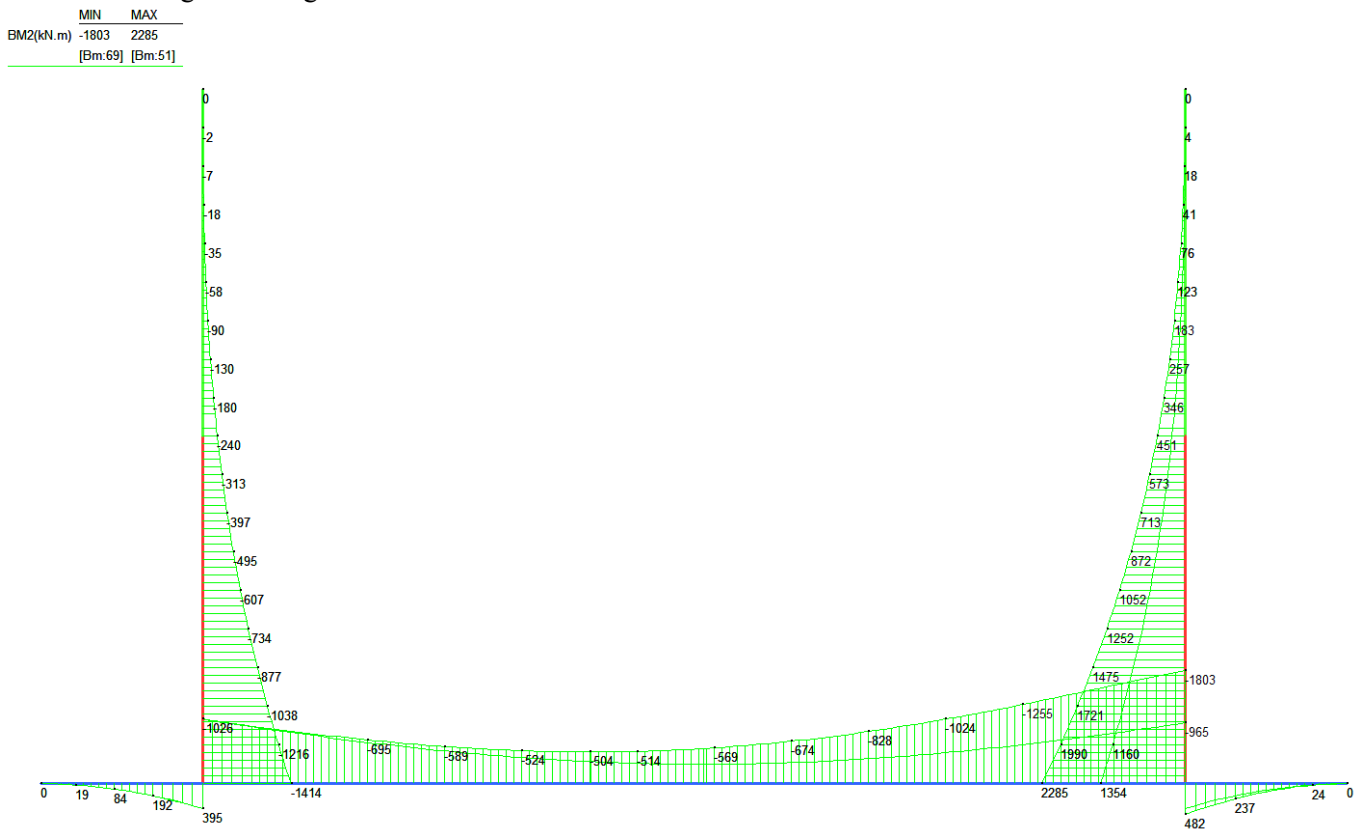


Figura 1 Involuppo SLU/Sisma: Momenti flettenti

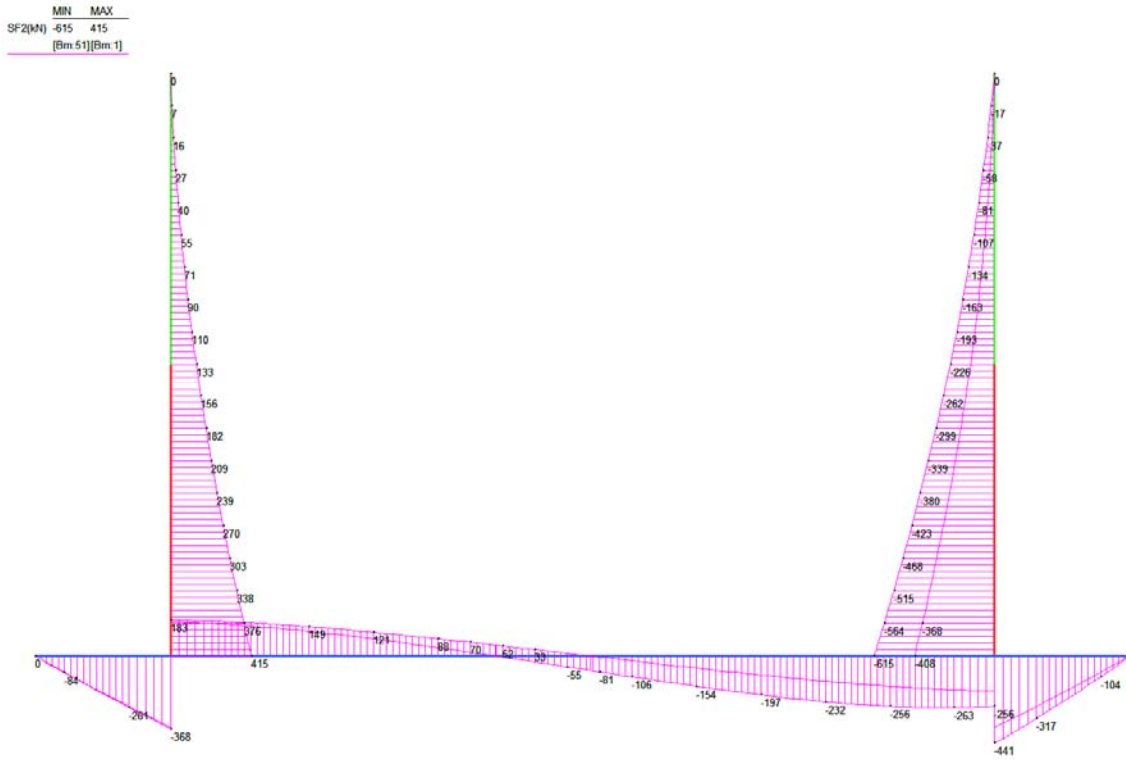


Figura 2 Inviluppo SLU/Sisma: sollecitazioni taglianti

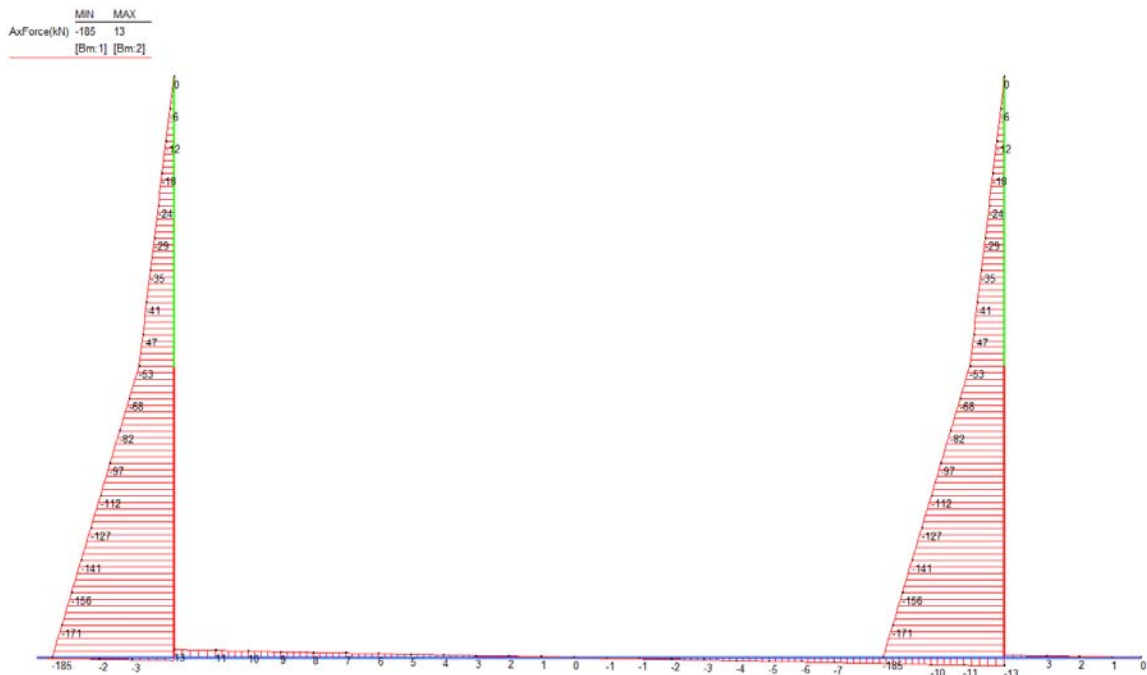


Figura 3 Inviluppo SLU/Sisma: sforzo normale

MIN MAX
BM2(kN.m) -1279 1279
[Bm:1] [Bm:51]

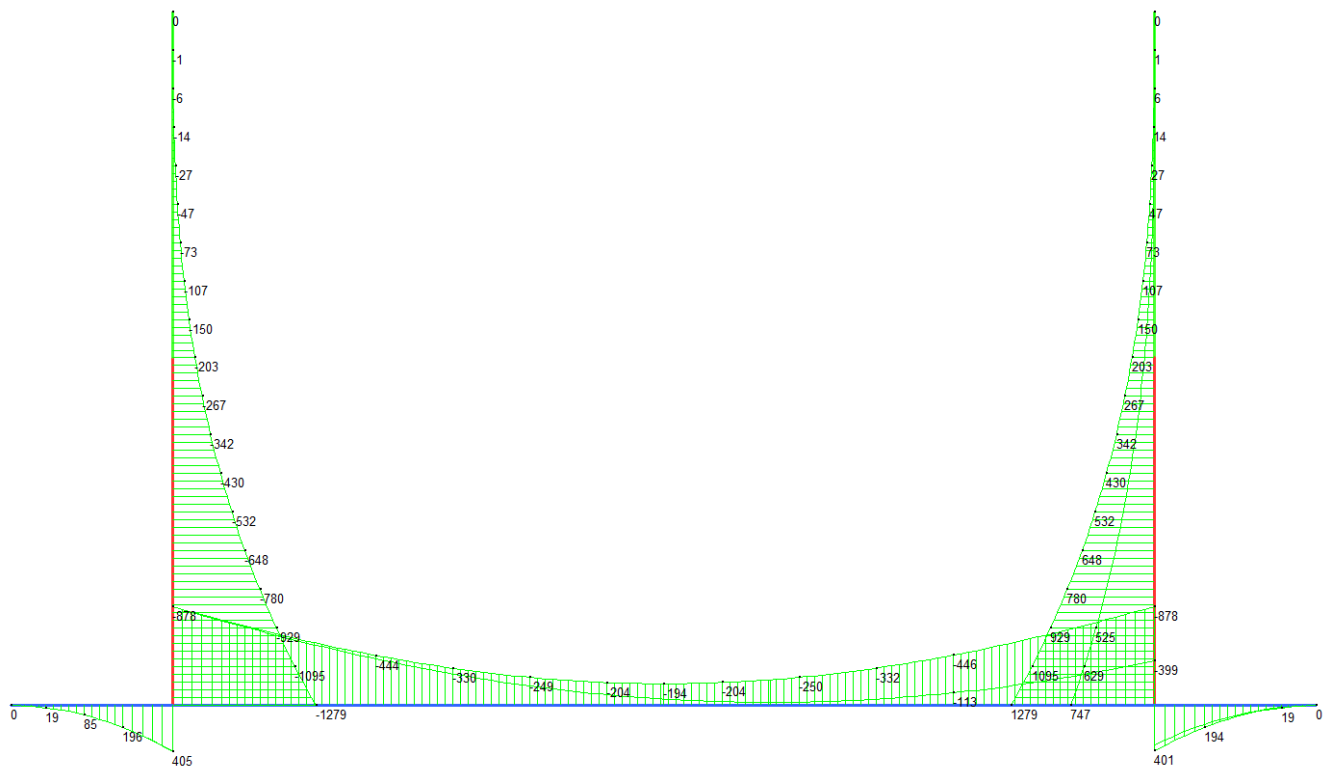


Figura 4 Involucro SLE: Momenti flettenti

Di seguito si riportano i valori delle sollecitazioni per tutte le combinazioni di carico relative a tutte le sezioni di verifica.

FOND_MEZZ	N	Mx	Vy
	(KN)	(KNm)	(KNm)
SLU/SLV	0	-674	-130
SLE RARA	0	-223	
SLE QUASI PERM.	0	-115	
FOND_INC	N	Mx	Vy
	(KN)	(KNm)	(KNm)
SLU/SLV	0	-1641	-181
SLE RARA	0	-762	
SLE QUASI PERM.	0	-502	
PIEDR_PIEDE	N	Mx	Vy
	(KN)	(KNm)	(KNm)
SLU/SLV	171	1990	-564
SLE RARA	171	1095	
SLE QUASI PERM.	171	786	



**NODO INTERMODALE DI BRINDISI
COLLEGAMENTO FERROVIARIO DELL'AEROPORTO DEL
SALENTO CON LA STAZIONE DI BRINDISI**

PROGETTO DEFINITIVO

**Relazione di calcolo Muri di contenimento Corpo
Stradale Viario**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7K	00	D09CL	IR020X001	C	29 di 60

PIEDR_MEZZ	N	Mx	Vy
	<i>(KN)</i>	<i>(KNm)</i>	<i>(KNm)</i>
SLU/SLV	53	451	-226
SLE RARA	53	203	
SLE QUASI PERM.	53	117	

14. VERIFICHE DI RESISTENZA ULTIMA E DI ESERCIZIO

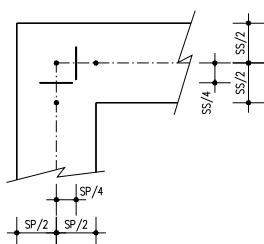
Si riassumono di seguito i risultati delle verifiche allo stato limite ultimo per le sollecitazioni di taglio e flessione, relative all'involuppo delle combinazioni di carico. In particolare si riportano le sollecitazioni massime per tutte le sezioni di verifica e le combinazioni di carico più gravose (minimo coefficiente di sicurezza), sia per la verifica a flessione sia per la verifica a taglio.

Nelle verifiche della soletta di fondazione, cautelativamente, non si è tenuto in conto del contributo dello sforzo normale.

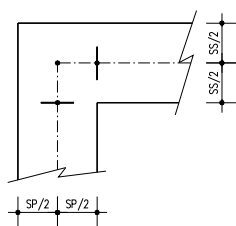
Le verifiche a flessione in corrispondenza dei nodi tra setti adiacenti sono effettuate rispettivamente:

- nella sezione ubicata a metà fra asse piedritto e sezione d'attacco piedritto-soletta nel caso delle verifiche della soletta;
- nella sezione ubicata a metà fra asse soletta e sezione d'attacco del piedritto nel caso delle verifiche del piedritto.

Le verifiche a fessurazione e a taglio sono eseguite nelle sezioni di attacco soletta-piedritto.



VERIFICHE A FLESSIONE



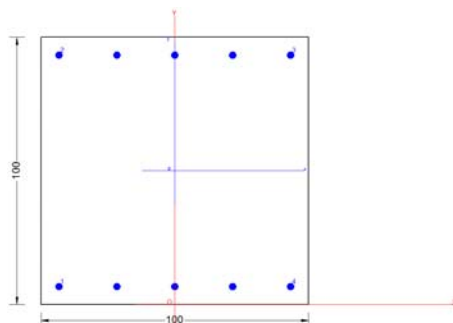
VERIFICHE A FESSURAZIONE E TAGLIO

I calcoli di verifica sono effettuati con il metodo degli Stati Limite, applicando il combinato D.M.17.01.2018 con l'UNI EN 1992 (Eurocodice 2).

Si riporta di seguito l'armatura degli elementi strutturali nelle sezioni di mezzeria e di incastro.

Elemento	Sezione	Dimensioni [cm]		Flessione		Armatura a taglio
		B	H	Lato terra	Lato interno	
PIEDRITTI	MEZZERIA	100	50	10Ø24	10Ø24	Φ10/20x20
	PIEDE	100	125	10Ø26	10Ø26	Φ10/20x20
SOLETTA INF.	INCASTRO	100	100	10Ø26	10Ø26	Φ14/40x40
	MEZZERIA			5Ø26	5Ø26	-

14.1 Soletta di fondazione – sezione di mezzeria



CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C25/30
	Resis. compr. di progetto fcd:	14.160 MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	31475.0 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	2.560 MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	0.00 Mpa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.300 mm

ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.00 MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.00 MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.30 MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.30 MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068
	Modulo Elastico Ef	2000000 daN/cm ²
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito
	Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \cdot \beta_2$:	1.00
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$:	0.50
	Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	360.00 MPa

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio:	Poligonale
Classe Conglomerato:	C25/30

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	100.0
3	50.0	100.0
4	50.0	0.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
---------	--------	--------	-----------

Relazione di calcolo Muri di contenimento Corpo
Stradale Viario

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7K	00	D09CL	IR020X001	C	32 di 60

1	-43.3	6.7	26
2	-43.3	93.3	26
3	43.3	93.3	26
4	43.3	6.7	26

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen.	Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre			
N°Barra Ini.	Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione			
N°Barra Fin.	Numero della barra finale cui si riferisce la generazione			
N°Barre	Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione			
Ø	Diametro in mm delle barre della generazione			

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	2	3	3	26
2	1	4	3	26

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)				
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.				
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.				
Vy	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y				
Vx	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x				

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	0.00	-674.00	0.00	0.00	0.00

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)			
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione			
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione			

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	-223.00	0.00

COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)		
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione		

N°Comb.	N	Mx	My
---------	---	----	----

Relazione di calcolo Muri di contenimento Corpo
Stradale Viario

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7K	00	D09CL	IR020X001	C	33 di 60

1 0.00 -115.00 (-503.12) 0.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 5.4 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali: 19.1 cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls. (positivo se di compressione)
Mx Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N Res Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls. (positivo se di compress.)
Mx Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r, Mx Res, My Res) e (N, Mx, My)
As Tesa Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
Area armature trave [cm²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (4.1.15)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	0.00	-674.00	0.00	0.00	-930.37	0.00	1.38	26.5(13.8)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
x/d Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere < 0.45
Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.080	-50.0	0.0	0.00035	-43.3	6.7	-0.04038	-43.3	93.3

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
x/d Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	-0.000470308	0.003500000	0.080	0.700

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
Sc max Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [Mpa]
Xc max, Yc max Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)

Relazione di calcolo Muri di contenimento Corpo
Stradale Viario

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7K	00	D09CL	IR020X001	C	34 di 60

Sf min Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [Mpa]
 Xs min, Ys min Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
 Ac eff. Area di calcestruzzo [cm²] in zona tesa considerata aderente alle barre
 As eff. Area barre [cm²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	1.93	-50.0	0.0	-97.4	21.7	93.3	1700	26.5

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Ver. La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a f_{ctm}
 Esito della verifica
 e1 Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
 e2 Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
 k1 = 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
 kt = 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb.frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
 k2 = 0.5 per flessione; $= (e1 + e2) / (2 * e1)$ per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]
 k3 = 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
 k4 = 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
 Ø Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]
 Cf Coprifero [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
 e sm - e cm Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]
 Tra parentesi: valore minimo = $0.6 S_{max} / E_s$ [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
 sr max Massima distanza tra le fessure [mm]
 wk Apertura fessure in mm calcolata = $sr \max * (e_{sm} - e_{cm})$ [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi
 Mx fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]
 My fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00053	0	0.500	26.0	54	0.00029 (0.00029)	467	0.136 (990.00)	-503.12	0.00

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	0.99	-50.0	0.0	-50.2	21.7	93.3	1650	26.5

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00027	0	0.500	26.0	54	0.00015 (0.00015)	458	0.069 (0.30)	-503.12	0.00

COMBINAZIONI SLU-VERIFICA A TAGLIO

SEZIONE

bw = 100 cm
 h = 100 cm
 c = 6.7 cm
 d = h-c = 93.3 cm

MATERIALI

fywd = 391.30 MPa
 Rck = 30 MPa
 gc = 1.5
 fck = 0.83xRck = 24.9 MPa

**Relazione di calcolo Muri di contenimento Corpo
Stradale Viario**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7K	00	D09CL	IR020X001	C	35 di 60

$$f_{cd} = 0.85 \times f_{ck} / \gamma_c = 14.11 \text{ MPa}$$

ARMATURE A TAGLIO

$$\begin{aligned} \varnothing_{st} &= 14 \\ \text{braccia} &= 2.5 \\ \varnothing_{st2} &= 0 \\ \text{braccia} &= 0 \\ \text{passo} &= 40 \text{ cm} \\ (A_{sw} / s) &= 9.621 \text{ cm}^2 / \text{m} \\ a &= 90 \text{ }^\circ (90^\circ \text{ staffe verticali}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{TAGLIO AGENTE} \quad V_{Ed} &= 131 \text{ (KN)} \\ \text{SFORZO NORMALE} \quad N_{Ed} &= \text{(KN)} \\ ac &= 1.0000 \end{aligned}$$

ELEMENTI CON ARMATURA A TAGLIO

Calcolo di cot q

$$\begin{aligned} \cot(q) &= 4.21 \\ q &= 13.36 \text{ }^\circ \end{aligned}$$

$$\cot q > 2.5 \quad \text{Si assume} \quad q = 21.8^\circ$$

Armatura trasversale

$$V_{Rsd} = 790.32 \text{ (KN)}$$

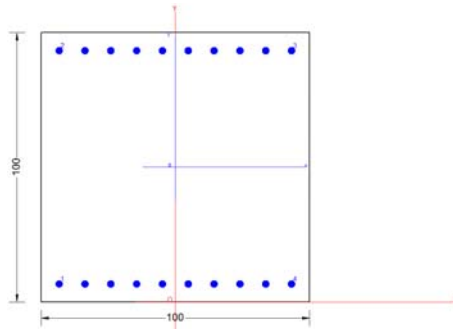
$$V_{Rcd} = 2042.79 \text{ (KN)}$$

$$V_{Rd} = 790 \text{ (KN)}$$

$$\min(V_{Rsd}, V_{Rcd}) > V_{Ed}$$

VERIFICA SODDISFATTA

14.2 Soletta di fondazione – sezione di incastro



CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C25/30	
	Resis. compr. di progetto fcd:	14.160	MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	31475.0	MPa
	Resis. media a trazione fctm:	2.560	MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	0.00	Mpa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.300	mm
	ACCIAIO -	Tipo:	B450C
Resist. caratt. snervam. fyk:		450.00	MPa
Resist. caratt. rottura ftk:		450.00	MPa
Resist. snerv. di progetto fyd:		391.30	MPa
Resist. ultima di progetto ftd:		391.30	MPa
Deform. ultima di progetto Epu:		0.068	
Modulo Elastico Ef		2000000	daN/cm ²
Diagramma tensione-deformaz.:		Bilineare finito	
Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \cdot \beta_2$:		1.00	
Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$:		0.50	
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	360.00	MPa	

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio: Poligonale
Classe Conglomerato: C25/30

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	100.0
3	50.0	100.0
4	50.0	0.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
---------	--------	--------	-----------

Relazione di calcolo Muri di contenimento Corpo
Stradale Viario

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7K	00	D09CL	IR020X001	C	37 di 60

1	-43.3	6.7	26
2	-43.3	93.3	26
3	43.3	93.3	26
4	43.3	6.7	26

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen.	Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre			
N°Barra Ini.	Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione			
N°Barra Fin.	Numero della barra finale cui si riferisce la generazione			
N°Barre	Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione			
Ø	Diametro in mm delle barre della generazione			

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	2	3	8	26
2	1	4	8	26

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)				
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.				
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.				
Vy	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y				
Vx	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x				

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	0.00	1641.00	0.00	0.00	0.00

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)			
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione			
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione			

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	-762.00	0.00

COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)		
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione		

N°Comb.	N	Mx	My
---------	---	----	----

Relazione di calcolo Muri di contenimento Corpo
Stradale Viario

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7K	00	D09CL	IR020X001	C	38 di 60

1 0.00 -502.00 (-579.57) 0.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 5.4 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali: 7.0 cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls. (positivo se di compressione)
Mx Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N Res Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls. (positivo se di compress.)
Mx Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r, Mx Res, My Res) e (N, Mx, My)
As Tesa Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
Area armature trave [cm²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (4.1.15)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	0.00	1641.00	0.00	0.00	1829.40	0.00	1.11	53.1(13.8)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
x/d Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere < 0.45
Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.099	-50.0	100.0	0.00096	-43.3	93.3	-0.03186	-43.3	6.7

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
x/d Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000379028	-0.034402807	0.099	0.700

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
Sc max Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [Mpa]
Xc max, Yc max Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)

Relazione di calcolo Muri di contenimento Corpo
Stradale Viario

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7K	00	D09CL	IR020X001	C	39 di 60

Sf min Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [Mpa]
 Xs min, Ys min Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
 Ac eff. Area di calcestruzzo [cm²] in zona tesa considerata aderente alle barre
 As eff. Area barre [cm²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	4.59	50.0	0.0	-168.9	-43.3	93.3	1700	53.1

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Ver. La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a f_{ctm}
 Esito della verifica
 e1 Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
 e2 Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
 k1 = 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
 kt = 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb. frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
 k2 = 0.5 per flessione; $= (e1 + e2) / (2 * e1)$ per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]
 k3 = 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
 k4 = 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
 Ø Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]
 Cf Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
 e sm - e cm Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]
 Tra parentesi: valore minimo = $0.6 S_{max} / E_s$ [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
 sr max Massima distanza tra le fessure [mm]
 wk Apertura fessure in mm calcolata = $sr \max * (e_{sm} - e_{cm})$ [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi
 Mx fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]
 My fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00093	0	0.500	26.0	54	0.00055 (0.00051)	325	0.179 (990.00)	-579.57	0.00

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	3.03	50.0	0.0	-111.2	33.7	93.3	1700	53.1

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00061	0	0.500	26.0	54	0.00036 (0.00033)	325	0.117 (0.30)	-579.57	0.00

COMBINAZIONI SLU-VERIFICA A TAGLIO

SEZIONE

bw = 100 cm
 h = 100 cm
 c = 6.7 cm
 d = h-c = 93.3 cm

MATERIALI

fywd = 391.30 MPa
 Rck = 30 MPa
 gc = 1.5
 fck = 0.83xRck = 24.9 MPa
 fcd = 0.85xfck/gc = 14.11 MPa

**Relazione di calcolo Muri di contenimento Corpo
Stradale Viario**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7K	00	D09CL	IR020X001	C	40 di 60

ARMATURE A TAGLIO

øst	=	14	
braccia	=	2.5	
øst2	=	0	
braccia	=	0	
passo	=	40	cm
(Asw / s)	=	9.621	cm ² / m
a	=	90	°(90° staffe verticali)

TAGLIO AGENTE	VEd =	181	(KN)
SFORZO NORMALE	Ned =		(KN)
ac =	1.0000		

ELEMENTI CON ARMATURA A TAGLIO

Calcolo di cot q

cot(q) =	4.21	
q =	13.36	°

cot q > 2,5 Si assume q = 21,8°
Armatura trasversale

VRsd = 790.32 (KN)

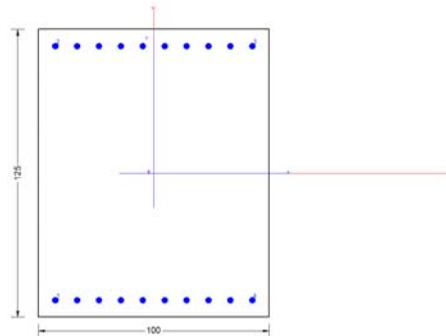
VRcd = 2042.79 (KN)

VRd = 790 (KN)

min(VRsd, VRcd) > Ved

VERIFICA SODDISFATTA

14.3 Piedritti – sezione di incastro inferiore



CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40	
	Resis. compr. di progetto fcd:	18.810	MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	33643.0	MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.100	MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	0.00	Mpa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200	mm

ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.00	MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.00	MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.30	MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.30	MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm ²
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	
	Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \cdot \beta_2$:	1.00	
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$:	0.50	
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	360.00	MPa	

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio:	Poligonale
Classe Conglomerato:	C32/40

N° vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	-62.5
2	-50.0	62.5
3	50.0	62.5
4	50.0	-62.5

DATI BARRE ISOLATE

N° Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
----------	--------	--------	-----------

Relazione di calcolo Muri di contenimento Corpo
Stradale Viario

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7K	00	D09CL	IR020X001	C	42 di 60

1	-42.7	-55.2	26
2	-42.7	55.2	26
3	42.7	55.2	26
4	42.7	-55.2	26

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen.	Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre			
N°Barra Ini.	Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione			
N°Barra Fin.	Numero della barra finale cui si riferisce la generazione			
N°Barre	Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione			
Ø	Diametro in mm delle barre della generazione			

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	4	8	26
2	2	3	8	26

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)				
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.				
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.				
Vy	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y				
Vx	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x				

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	171.00	1990.00	0.00	0.00	0.00

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)			
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione			
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione			

N°Comb.	N	Mx	My
1	171.00	1095.00	0.00

COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)		
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione		

N°Comb.	N	Mx	My
---------	---	----	----

Relazione di calcolo Muri di contenimento Corpo
Stradale Viario

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7K	00	D09CL	IR020X001	C	43 di 60

1 171.00 786.00 (1105.72) 0.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 6.0 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali: 6.9 cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls. (positivo se di compressione)
Mx Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N Res Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls. (positivo se di compress.)
Mx Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r, Mx Res, My Res) e (N, Mx, My)
Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000
As Tesa Area armature trave [cm²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (4.1.15)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	171.00	1990.00	0.00	171.14	2436.58	0.00	1.22	53.1(22.4)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
x/d Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere < 0.45
Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.080	-50.0	62.5	0.00077	42.7	55.2	-0.04046	-42.7	-55.2

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
x/d Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000373474	-0.019842136	0.080	0.700

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
Sc max Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [Mpa]
Xc max, Yc max Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)

Relazione di calcolo Muri di contenimento Corpo
Stradale Viario

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7K	00	D09CL	IR020X001	C	44 di 60

Sf min	Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [Mpa]
Xs min, Ys min	Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff.	Area di calcestruzzo [cm ²] in zona tesa considerata aderente alle barre
As eff.	Area barre [cm ²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	4.76	50.0	62.5	-176.3	-23.7	-55.2	1850	53.1

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Ver.	La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a fctm
e1	Esito della verifica
e2	Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
k1	Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
kt	= 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
k2	= 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb.frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
k3	= 0.5 per flessione; $= (e1 + e2) / (2 * e1)$ per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]
k4	= 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Ø	= 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Cf	Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]
e sm - e cm	Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
sr max	Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]
wk	Tra parentesi: valore minimo = $0.6 S_{max} / E_s$ [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
Mx fess.	Massima distanza tra le fessure [mm]
My fess.	Apertura fessure in mm calcolata = $sr \max * (e_{sm} - e_{cm})$ [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi
	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]
	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00096	0	0.500	26.0	60	0.00053 (0.00053)	358	0.189 (990.00)	1088.80	0.00

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	3.45	50.0	62.5	-122.5	-23.7	-55.2	1850	53.1

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00067	0	0.500	26.0	60	0.00037 (0.00037)	358	0.132 (0.20)	1105.72	0.00

COMBINAZIONI SLU-VERIFICA A TAGLIO

SEZIONE

bw	=	100	cm
h	=	125	cm
c	=	7.3	cm
d	=	h-c	= 117.7 cm

MATERIALI

fywd	=	391.30	MPa
Rck	=	40	MPa

**Relazione di calcolo Muri di contenimento Corpo
Stradale Viario**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7K	00	D09CL	IR020X001	C	45 di 60

$$\begin{aligned}
 g_c &= 1.5 \\
 f_{ck} &= 0.83 \times R_{ck} = 33.2 \text{ MPa} \\
 f_{cd} &= 0.85 \times f_{ck} / g_c = 18.81 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

ARMATURE A TAGLIO

$$\begin{aligned}
 \varnothing_{st} &= 10 \\
 \text{braccia} &= 5 \\
 \varnothing_{st2} &= 0 \\
 \text{braccia} &= 0 \\
 \text{passo} &= 20 \text{ cm} \\
 (A_{sw} / s) &= 19.635 \text{ cm}^2 / \text{m} \\
 a &= 90^\circ \text{ (90^\circ staffe verticali)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{TAGLIO AGENTE} & \quad V_{Ed} = 564 \text{ (KN)} \\
 \text{SFORZO NORMALE} & \quad N_{Ed} = \quad \quad \quad \text{(KN)} \\
 ac &= 1.0000
 \end{aligned}$$

ELEMENTI CON ARMATURA A TAGLIO

Calcolo di $\cot q$

$$\begin{aligned}
 \cot(q) &= 3.35 \\
 q &= 16.61^\circ
 \end{aligned}$$

$\cot q > 2,5$ Si assume $q = 21,8^\circ$
Armatura trasversale

$$V_{Rsd} = 2034.71 \text{ (KN)}$$

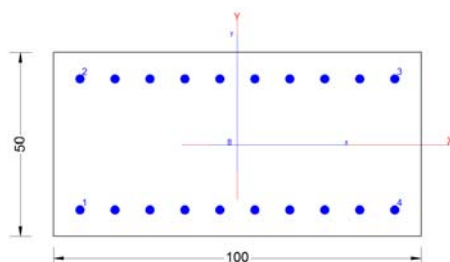
$$V_{Rcd} = 3436.03 \text{ (KN)}$$

$$V_{Rd} = 2035 \text{ (KN)}$$

$$\min(V_{Rsd}, V_{Rcd}) > V_{Ed}$$

VERIFICA SODDISFATTA

14.4 Piedritti – sezione mezzeria



CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40
	Resis. compr. di progetto fcd:	18.810 MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	33643.0 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.100 MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	0.00 Mpa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200 mm

ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.00 MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.00 MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.30 MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.30 MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068
	Modulo Elastico Ef	2000000 daN/cm ²
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito
	Coeff. Aderenza istantaneo β1*β2 :	1.00
	Coeff. Aderenza differito β1*β2 :	0.50
	Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	360.00 MPa

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio:	Poligonale
Classe Conglomerato:	C32/40

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	-25.0
2	-50.0	25.0
3	50.0	25.0
4	50.0	-25.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-42.8	-17.8	24

Relazione di calcolo Muri di contenimento Corpo
Stradale Viario

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7K	00	D09CL	IR020X001	C	47 di 60

2	-42.8	17.8	24
3	42.8	17.8	24
4	42.8	-17.8	24

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen.	Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre
N°Barra Ini.	Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione
N°Barra Fin.	Numero della barra finale cui si riferisce la generazione
N°Barre	Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione
Ø	Diametro in mm delle barre della generazione

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	4	8	24
2	2	3	8	24

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)				
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.				
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.				
Vy	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y				
Vx	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x				
N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	53.00	451.00	0.00	0.00	0.00

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)		
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione		

N°Comb.	N	Mx	My
1	53.00	203.00	0.00

COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)		
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione		

N°Comb.	N	Mx	My
1	53.00	117.00 (190.48)	0.00 (0.00)

Relazione di calcolo Muri di contenimento Corpo
Stradale Viario

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7K	00	D09CL	IR020X001	C	48 di 60

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	6.0 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	7.1 cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls. (positivo se di compressione)
Mx	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N Res	Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls. (positivo se di compress.)
Mx Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r, Mx Res, My Res) e (N, Mx, My) Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000
As Tesa	Area armature trave [cm ²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (4.1.15)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	53.00	451.00	0.00	53.22	687.08	0.00	1.52	45.2(9.0)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
x/d	Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere < 0.45
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min	Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max	Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.201	50.0	25.0	0.00057	42.8	17.8	-0.01393	-42.8	-17.8

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c	Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
x/d	Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000407191	-0.006679765	0.201	0.700

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver	S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
Sc max	Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [Mpa]
Xc max, Yc max	Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sf min	Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [Mpa]
Xs min, Ys min	Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)

Relazione di calcolo Muri di contenimento Corpo
Stradale Viario

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7K	00	D09CL	IR020X001	C	49 di 60

Ac eff.	Area di calcestruzzo [cm ²] in zona tesa considerata aderente alle barre								
As eff.	Area barre [cm ²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure								
N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	4.81	-50.0	25.0	-116.0	-23.8	-17.8	1100	45.2

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Ver.	La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a f_{ctm}												
e1	Esito della verifica												
e2	Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata												
k1	Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata = 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]												
kt	= 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb. frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]												
k2	= 0.5 per flessione; $= (e1 + e2) / (2 * e1)$ per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]												
k3	= 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali												
k4	= 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali												
Ø	Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]												
Cf	Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa												
e sm - e cm	Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]												
sr max	Tra parentesi: valore minimo = $0.6 S_{max} / E_s$ [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]												
wk	Massima distanza tra le fessure [mm]												
Mx fess.	Apertura fessure in mm calcolata = $sr \max * (e_{sm} - e_{cm})$ [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi												
My fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]												
My fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]												
Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess		
1	S	-0.00074	0	0.500	24.0	60	0.00035 (0.00035)	303	0.105 (990.00)	187.01	0.00		

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	2.80	-50.0	25.0	-64.5	-23.8	-17.8	1100	45.2

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00041	0	0.500	24.0	60	0.00019 (0.00019)	303	0.059 (0.20)	190.48	0.00

COMBINAZIONI SLU-VERIFICA A TAGLIO

SEZIONE

bw	=	100	cm
h	=	50	cm
c	=	7.2	cm
d	=	h-c	= 42.8 cm

MATERIALI

fywd	=	391.30	MPa
Rck	=	40	MPa
gc	=	1.5	
fck	=	0.83xRck	= 33.2 MPa
fcd	=	0.85xfck/gc	= 18.81 MPa

ARMATURE A TAGLIO

Relazione di calcolo Muri di contenimento Corpo
Stradale Viario

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7K	00	D09CL	IR020X001	C	50 di 60

\varnothing_{st} = 10
 braccia = 5
 \varnothing_{st2} = 0
 braccia = 0
 passo = 20 cm
 (A_{sw} / s) = 19.635 cm² / m
 α = 90 ° (90° staffe verticali)

TAGLIO AGENTE VEd = 226 (KN)
 SFORZO NORMALE Ned = (KN)
 ac = 1.0000

ELEMENTI CON ARMATURA A TAGLIO

Calcolo di cot q

cot(q) = 3.35

q = 16.61 °

cot q > 2,5 Si assume q = 21,8°

Armatura trasversale

VRsd = 739.90 (KN)

VRcd = 1249.46 (KN)

VRd = 740 (KN)

min(VRsd, VRcd) > VEd

VERIFICA SODDISFATTA

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	NODO INTERMODALE DI BRINDISI COLLEGAMENTO FERROVIARIO DELL'AEROPORTO DEL SALENTO CON LA STAZIONE DI BRINDISI PROGETTO DEFINITIVO					
	Relazione di calcolo Muri di contenimento Corpo Stradale Viario	COMMESSA IA7K	LOTTO 00	CODIFICA D09CL	DOCUMENTO IR020X001	REV. C

15. VERIFICHE GEOTECNICHE

15.1 Verifica della capacità portante

La verifica a capacità portante del complesso fondazione – terreno è stata effettuata applicando la combinazione (A1+M1+R3) dell'Approccio 2, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I delle NTC2018. I coefficienti γ_R sono riportati nella seguente tabella 6.4.I delle NTC18):

Tab. 6.4.I – Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

La pressione limite puo' essere calcolata in base alla formula generale di Brinch Hansen (1970):

$$q_{lim} = 0.5 \cdot \gamma \cdot B N_{\gamma} s_{\gamma} i_{\gamma} b_{\gamma} g_{\gamma} + q \cdot N_{qs} d_q i_q b_q g_q + c N_{cs} d_c i_c b_c g_c$$

(valida in condizioni drenate)

$$q_{lim} = c_u N_c^* d_c^* i_c^* s_c^* b_c^* g_c^* + q$$

(valida in condizioni non drenate)

essendo

N_q, N_c, N_{γ} i fattori di capacità portante in condizioni drenate;

N_c^* il fattore di capacità portante in condizioni non drenate;

$s_{\gamma} s_q s_c$ i fattori di forma della fondazione;

$i_{\gamma} i_q i_c$ i fattori correttivi per l'inclinazione del carico;

$b_{\gamma} b_q b_c$ i fattori correttivi per l'inclinazione della base della fondazione;

$g_{\gamma} g_q g_c$ i fattori correttivi per l'inclinazione del piano campagna;

$d_{\gamma} d_q d_c$ i fattori correttivi per la profondità del piano di posa;

$d_c^* i_c^* s_c^* b_c^* g_c^*$ i fattori correttivi corrispondenti rispettivamente a quanto sopra esposto ma validi in condizioni non drenate.

In condizioni drenate valgono le seguenti espressioni:

$$N_q = \text{tg}^2(45 + \phi'/2) * e^{(\pi * \text{tg}\phi')}$$

$$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}\phi'$$

$$N_\gamma = 1.5(N_q - 1) * \text{tg}\phi'$$

$$i_\gamma = \left[1 - \frac{H}{N + B' \cdot c \cdot \text{cotg}\phi'} \right]^{m+1}$$

$$i_q = i_c = \left[1 - \frac{H}{N + B' \cdot c \cdot \text{cotg}\phi'} \right]^m$$

$$d_q = 1 + 2\text{tg}\phi' \cdot (1 - \sin\phi')^2 \cdot \frac{D}{B'} \quad \text{per } D/B' \leq 1$$

$$d_q = 1 + 2\text{tg}\phi' \cdot (1 - \sin\phi')^2 \cdot \text{arctg}\left(\frac{D}{B'}\right) \quad \text{per } D/B' > 1$$

$$d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \text{tg}\phi'}$$

$$s_q = 1 + (B/2)\text{tg}\phi'$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4B/4$$

$$s_c = 1 + \frac{N_q B}{NcL}$$

$$g_\gamma = g_q = (1 - 0.5 \text{tg}\beta)^5$$

$$g_c = 1 - \beta^2 / 147^\circ$$

$$b_q = e^{(-2.7\text{tg}\phi')}$$

$$b_\gamma = e^{(-2.7\text{tg}\phi')}$$

$$\text{ove } \beta + \eta \leq 90^\circ \text{ e } \beta \leq \phi$$

In condizioni non drenate i fattori hanno le seguenti espressioni:

$$N_c^* = (2 + \pi)$$

$$s_c^* = 0.2 + \frac{B}{L}$$

$$i_c^* = \left[1 - \frac{mH}{B'cuNc} \right] m$$

$$d_c^* = 0.4 + \frac{D}{B} \quad \text{per } D/B \leq 1$$

$$d_c^* = 0.4 + \frac{tg^{-1}D}{B} \quad \text{per } D/B > 1$$

$$g_c^* = \beta^\circ / 147^\circ$$

$$b_c^* = \eta^\circ / 147^\circ$$

Si sono indicate con:

$q = \gamma^*D$ = pressione verticale totale agente alla quota di imposta della fondazione;

B' = larghezza efficace equivalente della fondazione;

γ = peso di volume naturale del terreno;

c_u = coesione non drenata;

D = affondamento della fondazione;

H = carico orizzontale agente.

Per valutare gli effetti dell'eccentricità è necessario inserire nell'equazione della capacità due dimensioni L' e B' ridotte secondo le:

$$L' = L - 2e_x$$

$$B' = B - 2e_y$$

dove B e L sono le reali dimensioni della fondazione e e_x e e_y sono le eccentricità.

Si riporta di seguito la verifica per la condizione più gravosa.

Di seguito l'andamento delle reazioni dei vincoli elastici rappresentanti l'interazione con il terreno e l'azione complessiva trasmessa al terreno dalla fondazione nella condizione più gravosa:

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 $e_L = 0$; $L^* = L$)

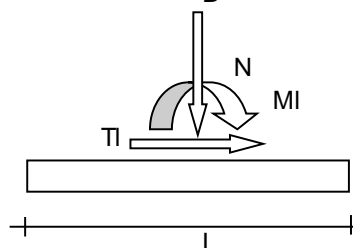
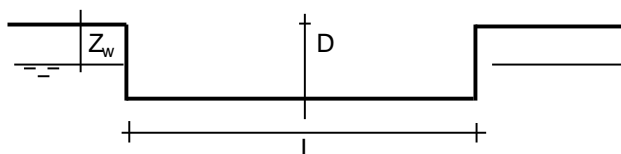
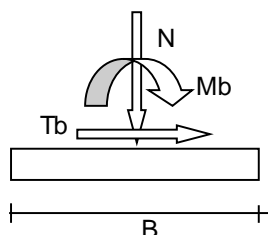
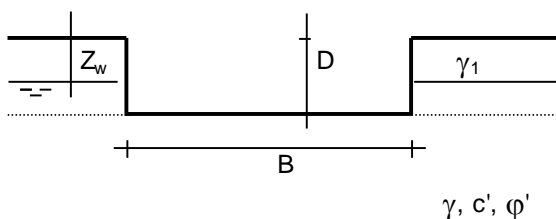
B^* = Larghezza fittizia della fondazione ($B^* = B - 2 \cdot e_B$)

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

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

coefficienti parziali

Metodo di calcolo	azioni		proprietà del terreno		resistenze	
	permanenti	temporanee variabili	$\tan \varphi'$	c'	q_{lim}	scorr
Stato Limite Ultimo 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
Definiti dal Progettista	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10



(Per fondazione nastriforme $L = 100$ m)

B = 16.90 (m)
L = 127.00 (m)
D = 1.00 (m)

AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	384429.00		384429.00
Mb [kNm]	741.00		741.00
MI [kNm]	0.00		0.00
Tb [kN]	139.00		139.00
TI [kN]	0.00		0.00
H [kN]	139.00	0.00	139.00

Peso unità di volume del terreno

$\gamma_1 = 19.00$ (kN/mc)
 $\gamma = 19.00$ (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

$Z_w = 1.50$ (m)

$e_B = 0.00$ (m)

$e_L = 0.00$ (m)

$B^* = 16.90$ (m)

$L^* = 127.00$ (m)

q : sovraccarico alla profondità D

$q = 19.00$ (kN/mq)

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$\gamma = 9.30$ (kN/mc)

Nc, Nq, Ny : 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

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

$$s_c = 1.07$$

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

$$s_q = 1.06$$

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

$$s_\gamma = 0.95$$

i_c, i_q, i_γ : fattori di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.88 \quad \theta = \arctg(T_b/T_l) = 90.00 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.12 \quad m = 1.88 \quad (-)$$

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

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

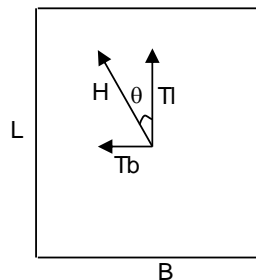
$$i_q = 1.00$$

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

$$i_c = 1.00$$

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

$$i_\gamma = 1.00$$



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

$$d_q = 1.02$$

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

$$d_c = 1.02$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1.00$$

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

$$b_q = (1 - \beta_f \tan \varphi')^2 \quad \beta_f + \beta_p = 0.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_q = 1.00$$

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

$$b_c = 1.00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = 1.00$$

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

$$g_q = (1 - \tan \beta_p)^2 \quad \beta_f + \beta_p = 0.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_q = 1.00$$

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

$$g_c = 1.00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = 1.00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 1026.80 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 179.15 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 446.43 \geq q = 179.15 \quad (\text{kN/m}^2)$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$H_d = 139.00 \quad (\text{kN})$$

Azione Resistente

$$S_d = N \tan(\varphi') + c' B^* L^*$$

$$S_d = 179262.19 \quad (\text{kN})$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

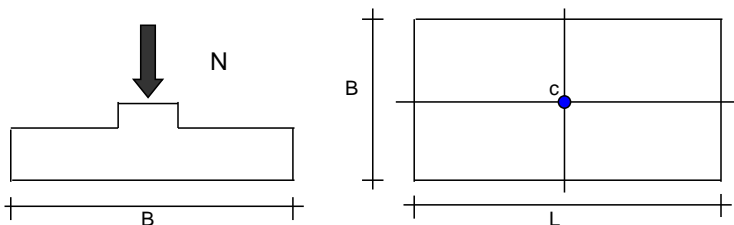
$$S_d / \gamma_R = 162965.6 \geq H_d = 139.00 \quad (\text{kN})$$

15.2 Valutazione dei cedimenti

Si esibisce di seguito il calcolo dei cedimenti in fondazione dell'opera in esame, nella condizione SLE_QP.

CEDIMENTI DI UNA FONDAZIONE RETTANGOLARE

LAVORO:



Formulazione Teorica (H.G. Poulos, E.H. Davis; 1974)

$$\Delta\sigma_z^i = (q/2\pi) * (\tan^{-1}((L/2)(B/2)/(zR_3)) + ((L/2)(B/2)z)/R_3) (1/R_1^2 + 1/R_2^2)$$

$$\Delta\sigma_x^i = (q/2\pi) * (\tan^{-1}((L/2)(B/2)/(zR_3)) - ((L/2)(B/2)z)/R_3 R_1^2)$$

$$\Delta\sigma_y^i = (q/2\pi) * (\tan^{-1}((L/2)(B/2)/(zR_3)) - ((L/2)(B/2)z)/R_3 R_2^2)$$

$$R_1 = ((L/2)^2 + z^2)^{0.5}$$

$$R_2 = ((B/2)^2 + z^2)^{0.5}$$

$$R_3 = ((L/2)^2 + (B/2)^2 + z^2)^{0.5}$$

$$\delta_{ot} = \Sigma \delta_i = \Sigma ((\Delta\sigma_z^i - \nu^i (\Delta\sigma_x^i + \Delta\sigma_y^i)) \Delta z_i / E_i)$$

DATI DI INPUT:

B = 16.50 (m) (Larghezza della Fondazione)
 L = 127.00 (m) (Lunghezza della Fondazione)
 N = 97790 (kN) (Carico Verticale Agente)
 q = 46.67 (kN/mq) (Pressione Agente (q = N/(B*L)))
 ns = 2 (-) (numero strati) (massimo 6)

Strato	Litologia	Spessore	da z _i	a z _{i+1}	Δz _i	E	v	δ _{ci}
(-)	(-)	(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m ²)	(-)	(cm)
1		1.00	0.0	1.0	1.0	10000	0.20	0.28
2		10.00	1.0	11.0	1.0	20000	0.20	1.56
-			0.0	0.0	1.0			-
-			0.0	0.0	1.0			-
-			0.0	0.0	1.0			-
-			0.0	0.0	1.0			-

$$\delta_{ctot} = 1.84 \text{ (cm)}$$

Il cedimento totale risulta essere pari a **1,84cm**.

Di seguito si forniscono le tabelle di sintesi del calcolo effettuato.

z	Δz _i	Terreno	R1	R2	R3	Δσ _{zi}	Δσ _{xi}	Δσ _{yi}	E	v	δ _i	Σδ _i
(m)	(m)	(-)	(-)	(-)	(-)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(-)	(cm)	(cm)

0.00	1.0	1							10000	0.20		
1.00	1.0	1	63.50	8.27	64.04	44.86	43.02	41.27	10000	0.20	0.28	0.28
2.00	1.0	2	63.52	8.39	64.05	41.50	9.03	7.76	20000	0.20	0.19	0.47
3.00	1.0	2	63.55	8.62	64.08	38.68	7.55	5.55	20000	0.20	0.18	0.65
4.00	1.0	2	63.60	8.96	64.13	36.41	6.35	3.76	20000	0.20	0.17	0.82
5.00	1.0	2	63.66	9.40	64.19	34.51	5.40	2.38	20000	0.20	0.16	0.99
6.00	1.0	2	63.74	9.92	64.27	32.82	4.65	1.35	20000	0.20	0.16	1.15
7.00	1.0	2	63.83	10.50	64.36	31.25	4.06	0.59	20000	0.20	0.15	1.30
8.00	1.0	2	63.94	11.15	64.47	29.76	3.58	0.05	20000	0.20	0.15	1.44
9.00	1.0	2	64.07	11.85	64.60	28.32	3.18	-0.34	20000	0.20	0.14	1.58
10.00	1.0	2	64.21	12.58	64.73	26.94	2.85	-0.62	20000	0.20	0.13	1.71
11.00	1.0	2	64.36	13.35	64.89	25.64	2.57	-0.80	20000	0.20	0.13	1.84

16. VALUTAZIONE DELLE INCIDENZE

Si riportano, di seguito, i risultati ottenuti dalla valutazione delle incidenze degli elementi che costituiscono il muro ad U.

Elemento	Incidenza Kg/mc	Incidenza Kg/mc	Incidenza Kg/mc	Incidenza Kg/mc
	Principale	Ripartizione	Totale	Totale Adottata
PIEDRITTI	70	32	102	105
SOLETTA INF.	152	26	178	180