

COMMITTENTE:



ALTA SORVEGLIANZA:



GENERAL CONTRACTOR:



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

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

Barriere Antirumore Linea da pk. -0+333,00 a pk. 0+437,00

Barriere Antirumore – Fondazioni Barriere Antirumore

Trave di scavalco tombino Rio Rocca dei Corvi - Relazione di calcolo

GENERAL CONTRACTOR	DIRETTORE LAVORI
Consorzio Cociv Ing. E. Pagani	

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC.	OPERA/DISCIPLINA	PROGR.	REV.
I G 5 1	0 3	E	C V	C L	B A 0 1 0 0	0 0 2	A

Progettazione :

Rev	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Progettista Integratore	Data	IL PROGETTISTA
A00	Prima Emissione	COCIV	14/12/2015	COCIV	14/12/2015	A.Mancarella 	14/12/2015	 Consorzio Collegamenti Integrati Veloci Dott. Ing. Aldo Mancarella Ordine Ingegneri Prov. TO n. 6271 R
A01	Modifica lotto costruttivo	COCIV	15/06/2016	COCIV	15/06/2016	A.Mancarella 	15/06/2016	

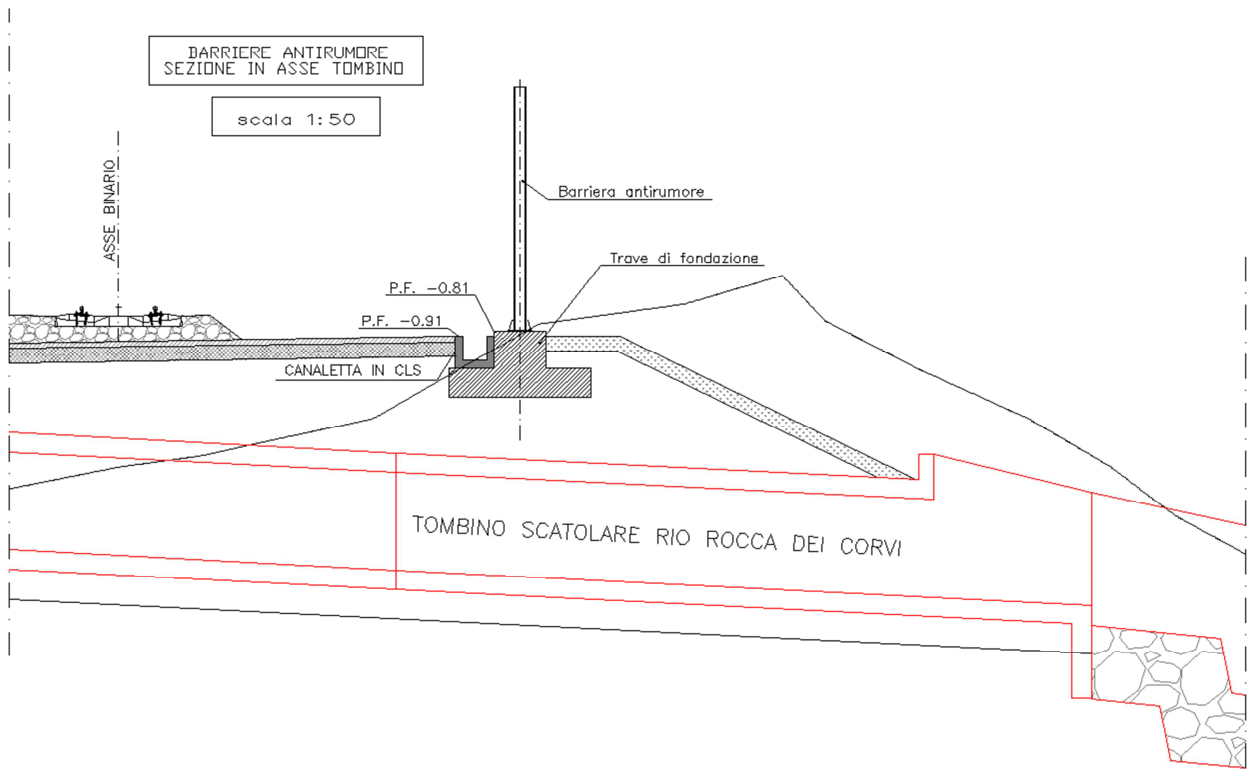
n. Elab.:	File:IG51-03-E-CV-CL-BA01-00-002-A01.docx
-----------	---

INDICE

1.	INTRODUZIONE.....	4
2.	NORMATIVE DI RIFERIMENTO	5
3.1.	Calcestruzzo cordoli	7
3.2.	Acciaio per cemento armato.....	7
5.	ANALISI DEI CARICHI.....	9
5.1.	Azioni orizzontali.....	9
5.2.	Azioni Verticali.....	9
5.3.	Combinazioni di Carico.....	9
6.	TRAVE DI FONDAZIONE ALLA PK 90+869 LATO PARI.....	10
6.1.	ANALISI DEI CARICHI	10
6.2.	VERIFICHE GEOTECNICHE	11
6.2.1.	Verifica al ribaltamento.....	11
6.2.2.	Verifica allo scorrimento	11
6.2.3.	Verifica a schiacciamento o capacità portante (metodo di Brich-Hansen).....	12
6.3.	VERIFICHE STRUTURALI	15
6.3.1.	Verifiche armatura cordolo 1.05x0.75m.....	15
6.3.2.	Verifiche armatura soletta di fondazione.....	20

1. INTRODUZIONE

La presente relazione di calcolo ha per oggetto la verifica delle travi di fondazione per barriere antirumore di altezza $H = 5.00\text{m}$ per lo scavalco del Tombino Scatolare Rio Rocca dei Corvi, alla pk. 0+247.00 della tratta AV/AC Milano-Genova - Terzo Valico dei Giovi.



<p>GENERAL CONTRACTOR</p>  <p>CODIV Consorzio Collegamenti Integrati Veloci</p>	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p>  <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>
	<p style="text-align: center;">IG51-03-E-CV-CL-BA01-00-002-A01.docx</p> <p style="text-align: right;">Foglio 5 di 25</p>

2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Il progetto è redatto in conformità alle Normative e Leggi vigenti:

- [NT_1]. D.M. 11.03.1988 “Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione”
- [NT_2]. Circ. Dir. Centr. Tecn. N°97/81 “Istruzioni relative alle Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegni delle terre e delle opere di fondazione”.
- [NT_3]. D.M. 09.01.1996 “Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle opere in cemento normale e precompresso e per le strutture metalliche”
- [NT_4]. D.M. 16.01.1996 “Norme Tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi
- [NT_5]. Circolare 156 del 04.07.1996 “Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi”
- [NT_6]. D.M. 04/05/1990: "Aggiornamento delle norme tecniche per la progettazione, la esecuzione e il collaudo dei ponti stradali".
- [NT_7]. Ministero LL.PP. 25/02/1991: "Istruzioni relative alla normativa tecnica dei ponti stradali".
- [NT_8]. D.M. 16.01.1996 “Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche”
- [NT_9]. Ordinanza 3274 del 20/03/03 del Consiglio dei ministri – Allegato 1 – “Criteri per l'individuazione delle zone sismiche – Individuazione, formazione e aggiornamento degli elenchi nelle medesime zone”
- [NT_10]. Ordinanza 3274 del 20/03/03 del Consiglio dei ministri – Allegato 4 – “Norme Tecniche per il progetto sismico delle opere di fondazione e sostegno dei terreni”
- [NT_11]. Ordinanza n.3316 - Modifiche ed integrazioni all'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n.3274 del 20.03.03
- [NT_12]. O.P.C.M. n. 3519 28 aprile 2006 – “Criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone (GU n. 108 del 11-5-2006)”
- [NT_13]. Raccomandazioni AICAP “Ancoraggi nei terreni e nelle rocce” ed. Maggio 1993.
- [NT_14]. Istruzioni FF.SS. n°I/SC/PS-OM/2298 – “Sovraccarichi per il calcolo dei ponti ferroviari – Istruzioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo.”
- [NT_15]. Istruzioni FF.SS. 44f - “Verifica a fatica dei ponti ferroviari metallici”.
- [NT_16]. UNI EN 1991-1-5:2004 “Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture – Azioni in generale – Azioni termiche”

<p>GENERAL CONTRACTOR</p>  <p>CODIV Consorzio Collegamenti Integrati Veloci</p>	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p>  <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>
	<p style="text-align: center;">IG51-03-E-CV-CL-BA01-00-002-A01.docx</p> <p style="text-align: right;">Foglio 6 di 25</p>

[NT_17].UNI EN 1992-1-1:1993 “Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture in calcestruzzo – Parte 1-1 – Regole generali e regole per edifici”

[NT_18].UNI EN 1993-1-1:2005 “Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture in acciaio – Parte 1-1 – Regole generali e regole per edifici”

[NT_19].UNI EN 1997-1:1997 “Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali”

[NT_20].Raccomandazioni AGI “Raccomandazioni sui pali di fondazione” ed. dicembre 1984.

[NT_21].Norma UNI EN 10025 – 2005 – “Prodotti laminati a caldo di acciai per impieghi strutturali

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 
	<p style="text-align: center;">IG51-03-E-CV-CL-BA01-00-002-A01.docx</p> <p style="text-align: right;">Foglio 7 di 25</p>

3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI

Con riferimento alle normative citate le strutture sono state verificate adottando i seguenti parametri di resistenza dei materiali.

3.1. Calcestruzzo cordoli

Classe di resistenza: C25/30

Classe di esposizione: XC2

Copriferro: 40mm

3.2. Acciaio per cemento armato

Acciaio per armatura lenta: B 450 C.

4. PROFILO STRATIGRAFICO E STRATIGRAFIA DI PROGETTO

4.1. Inquadramento geologico

Dalla relazione geotecnica IG51-01-E-CV-RB-TR11-0X-001 si sono individuati due strati di terreni con le seguenti caratteristiche:

- **Strato 1 – da p.c. a circa 5m**

Tipo di terreno	Copertura detritica
Peso di volume	$\gamma = 21 \text{ kN/m}^3$
Angolo di attrito interno	$\varphi = 31.5^\circ$
Modulo crescente linearmente con la profondità	$E = 45 \text{ MPa}$
Coesione	$c' = 5 \text{ kPa}$
$N_{\text{SPT,media}}$	20

- **Strato 2 – da 5m**

Tipo di terreno	Argilloscisti destrutturati
Peso di volume	$\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$
Angolo di attrito interno	$\varphi = 21.5^\circ$
Modulo crescente linearmente con la profondità	$E = 200 \text{ MPa}$
Coesione non drenata	$c_u = 75 \text{ kPa}$
$N_{\text{SPT,media}}$	30

Per la trave di scavalco del tombino si considera il solo strato della copertura detritica.

Si considera la falda a -8.00m da p.c.

5. ANALISI DEI CARICHI

Per la trattazione dell'analisi dei carichi si rimanda alla Relazione di calcolo IG51-05-E-CV-CL-BA01-00-001-A00. In questa sede si riassumono solo carichi agenti.

5.1. Azioni orizzontali

Pressione del vento:

$$p = 1.91 \text{ kN/m}^2$$

Effetto aerodinamico associato al passaggio dei treni

$$q_{1k} = 0.15 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{\text{tot}} = 2.06 \text{ kN/m}^2$$

5.2. Azioni Verticali

Nella tabella seguente si riporta per ogni altezza di barriera ad interasse standard di 3.00m l'azione verticale di compressione al netto del peso proprio del montante.

z [m]	N [kN]
4.0	24.00
5.0	25.50
5.5	26.25
6.0	27.00

5.3. Combinazioni di Carico

Si considerano le seguenti combinazioni di carico per le diverse verifiche:

- Per le verifiche di resistenza, di deformazione e il calcolo della lunghezza di ancoraggio dei tirafondi si utilizza la combinazione agli Stati Limite di esercizio:

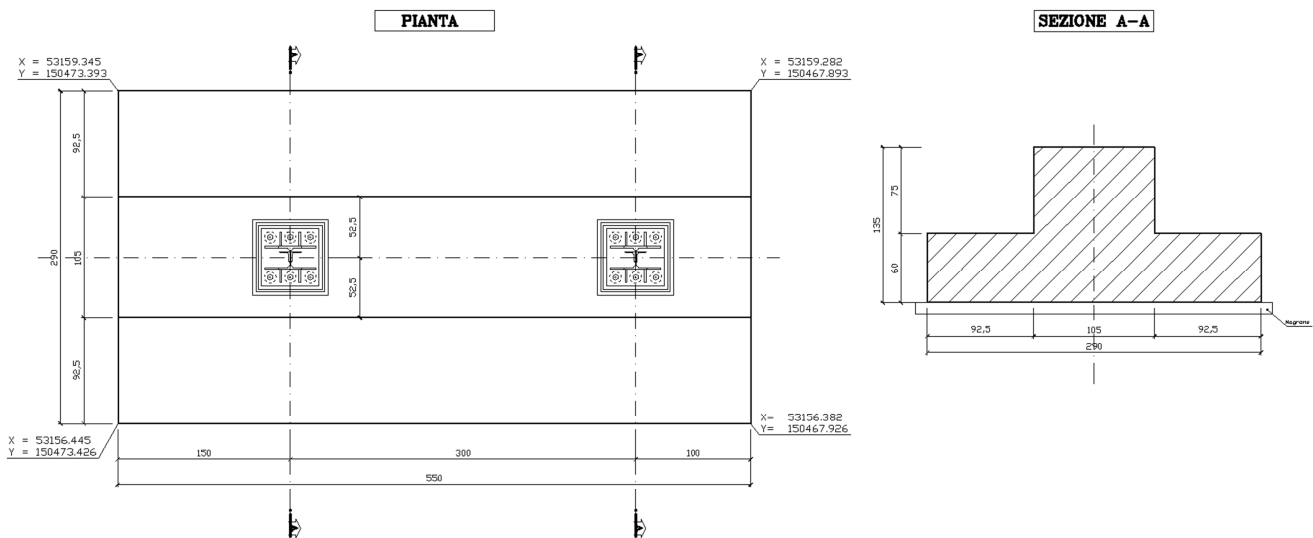
$$(1.0 / 0) \times \text{Carichi Verticali} + 1.0 \times (\text{Vento} + \text{Sovrappinta Treno})$$

- Per la verifica a fatica si utilizza la combinazione agli Stati Limite di esercizio considerando agente solo la Sovrappinta del treno:

$$(1.0 / 0) \times \text{Carichi Verticali} + 1.0 \times \text{Sovrappinta Treno}$$

6. TRAVE DI FONDAZIONE ALLA PK 90+869 LATO PARI

La carpenteria della trave è riportata in figura.



$$P_{\text{trave}} = 347.53 \text{ kN};$$

Nei calcoli l'interasse tra i montanti è stato posto pari a 3.00m.

6.1. ANALISI DEI CARICHI

Per barriera di altezza $H = 5.00\text{m}$ alla base di ciascun montante si ottengono i seguenti valori:

$$N = 25.50 \text{ kN};$$

$$T = 30.90 \text{ kN};$$

$$M_T = 77.25 \text{ kNm}.$$

Le azioni agenti nella mezzera della trave:

$$N_1 = 2 \cdot N = 51.00 \text{ kN};$$

$$T_1 = 2 \cdot T = 61.80 \text{ kN};$$

$$M_{1,T} = 2 \cdot M_T = 154.50 \text{ kNm}$$

$$M_{1,L} = N \cdot (1.75 - 1.25) = 12.75 \text{ kNm} \quad (\text{trascurabile ai fini del calcolo})$$

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 
	<p style="text-align: center;">IG51-03-E-CV-CL-BA01-00-002-A01.docx</p> <p style="text-align: right;">Foglio 11 di 25</p>

Le azioni agenti all'intradosso fondazioni:

$$N_2 = N_1 + P_{trave} = 398.53 \text{ kN};$$

$$T_2 = T_1 = 61.80 \text{ kN};$$

$$M_{2,T} = M_{1,T} + T_1 \cdot 1.35 = 237.93 \text{ kNm}$$

6.2. VERIFICHE GEOTECNICHE

6.2.1. VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Dall'equilibrio attorno allo spigolo esterno, si ottiene:

$$M_{stab} = N_2 \cdot 1.45 = 577.86 \text{ kN m}$$

$$M_{rib} = M_{2,T} = 237.93 \text{ kN m}$$

$$F_s^{rib} = \frac{M_{stab}}{M_{rib}} = 2.43 > 1.50$$

6.2.2. VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Assumendo $\mu = 0.85 \cdot \tan \phi = 0.33$, si ha:

$$T_{res} = N_2 \cdot \mu = 398.53 \cdot 0.33 = 131.51 \text{ kN}$$

$$F_s^{trasl} = \frac{T_{res}}{T_2} = 2.13 > 1.30$$

6.2.3. VERIFICA A SCHIACCIAMENTO O CAPACITÀ PORTANTE (METODO DI BRINCH-HANSEN)

La verifica della capacità portante della fondazione viene condotta con il metodo di Brinch-Hansen. A vantaggio di sicurezza l'affondamento della fondazione si considera nullo.

Per la verifica si utilizza il seguente foglio di calcolo.

Fondazioni Dirette Verifica in tensioni totali

$$q_{lim} = c_u \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q$$

D = Profondità del piano di appoggio

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

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

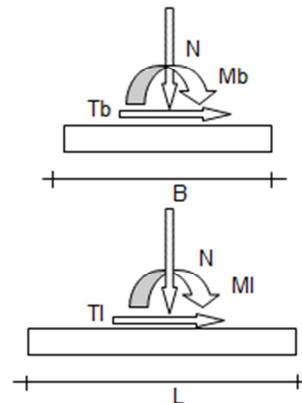
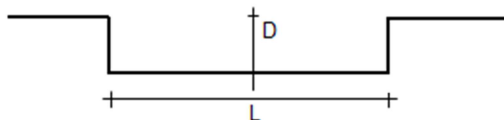
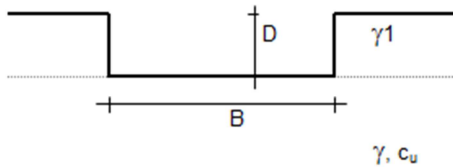
B^* = Larghezza fittizia della fondazione ($B^* = B - 2 \cdot e_B$)

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

coefficienti parziali

Metodo di calcolo		azioni		proprietà del terreno
		permanenti	temporanee variabili	c_u
Stato limite ultimo	○	1.00	1.30	1.40
Tensioni ammissibili	●	1.00	1.00	1.00
definiti dall'utente	○	1.10	1.10	1.20

valori suggeriti dall'EC7



(Per fondazioni nastriformi $L=100$ m)

B = 2.90 (m)
L = 5.50 (m)
D = 0.00 (m)

AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	398.53	0.00	398.53
Mb [kNm]	0.00	237.93	237.93
Ml [kNm]	0.00	0.00	0.00
Tb [kN]	0.00	61.80	61.80
Tl [kN]	0.00	0.00	0.00
H [kN]	0.00	61.80	61.80

Peso unità di volume del terreno

$$\gamma_1 = 21.50 \quad (\text{kN/mc})$$

$$\gamma = 21.50 \quad (\text{kN/mc})$$

Valore caratteristico di resistenza del terreno

$$c_u = 75.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$e_B = 0.60 \quad (\text{m})$$

$$B^* = 1.71 \quad (\text{m})$$

$$e_L = 0.00 \quad (\text{m})$$

$$L^* = 5.50 \quad (\text{m})$$

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 0.00 \quad (\text{kN/mq})$$

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 21.50 \quad (\text{kN/mc})$$

Nc : coefficiente di capacità portante

$$N_c = 2 + \pi$$

$$N_c = 5.14$$

s_c : fattori di forma

$$s_c = 1 + 0,2 B^* / L^*$$

$$s_c = 1.06$$

i_c : fattore di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.76$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.24$$

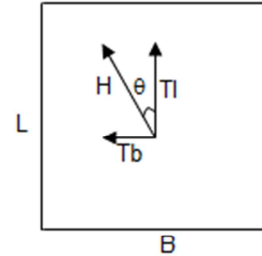
$$\theta = \arctg(T_b / T_l) = 90.00 \quad (^\circ)$$

$$m = 1.76$$

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

$$i_c = (1 - m H / (B^* L^* c_u N_c))$$

$$i_c = 0.97$$

 **d_c : fattore di profondità del piano di appoggio**

per $D/B^* \leq 1$; $d_c = 1 + 0,4 D / B^*$

per $D/B^* > 1$; $d_c = 1 + 0,4 \arctan (D / B^*)$

$$d_c = 1.00$$

 b_c : fattore di inclinazione base della fondazione

$$b_c = (1 - 2 \beta_f / (\pi + 2)) \quad \beta_f + \beta_p = 15.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_c = 0.97$$

 g_c : fattore di inclinazione piano di campagna

$$g_c = (1 - 2 \beta_f / (\pi + 2)) \quad \beta_f + \beta_p = 15.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_c = 0.93$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 357.56 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 42.47 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Coefficiente di sicurezza

$$F_s = q_{lim} / q = 8.42$$

Il coefficiente di sicurezza è maggiore di 2.00. La verifica è soddisfatta.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-03-E-CV-CL-BA01-00-002-A01.docx Foglio 15 di 25

6.3. VERIFICHE STRUTURALI

6.3.1. VERIFICHE ARMATURA CORDOLO 1.05x0.75M

Per barriera di altezza $H = 5.00\text{m}$ alla base di ciascun montante si ottengono i seguenti valori:

$$T = 30.90 \text{ kN};$$

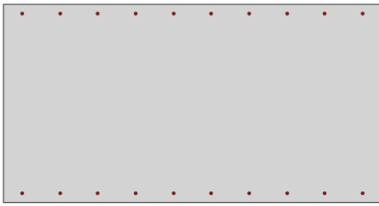
$$M = 77.25 \text{ kNm}.$$

Considerando una diffusione del carico a partire dalla piastra di base del montante fino alla sezione di base del cordolo della trave, si ottiene una sezione di verifica pari a:

$$B = 500 + 2 \times 750 = 2000\text{mm}$$

$B=2000 \text{ mm}$ $H=900 \text{ mm}$ Armatura= $1\phi 16/20$	$M' = M + T \cdot 0.75 = 100.42 \text{ kNm}$
--	--

Di seguito si riportano i fogli di verifica per la sezione.

CemArm: PROGRAMMA PER LA VERIFICA DELLE SEZIONI IN C.A. DI FORMA QUALSIASI**Titolo:****Normativa applicata: D.M. 19-01-1996****Materiali: CIs: C25/30 Diagramma σ - ϵ : Parabola - Rettangolo****Acciaio: B450C Diagramma σ - ϵ : Elastico Perfettamente Plastico Illimitato****Sez. N. 1: Forma rettangolare****Sezione in cIs.**

Nr. V.	b (cm)	h (cm)			
4	200.0	105.0			

Armature

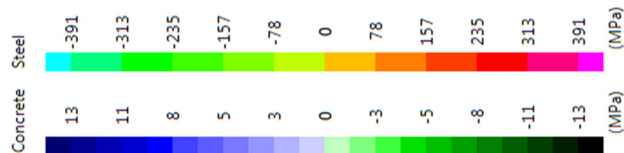
n_b	ϕ (mm)	Area (cm ²)	s (cm)	d (cm)
10	16.00	20.11	20.00	4.80
10	16.00	20.11	20.00	100.20

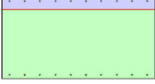
VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO STATO LIMITE DI LIMITAZIONE DELLE TENSIONI

STATO LIMITE DI LIMITAZIONE DELLE TENSIONI: Legenda

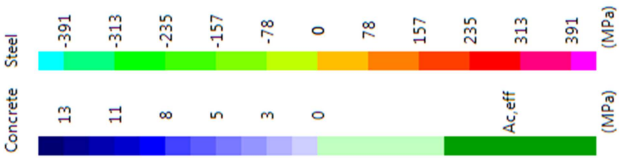
N_{Ed}	Valore di calcolo della Forza Normale
M_{xEd}	Valore di calcolo del Momento flettente secondo X
M_{yEd}	Valore di calcolo del Momento flettente secondo Y
h	Altezza sezione
x	Distanza asse di parzializzazione dal lembo compresso
β	Angolo asse di sollecitazione rispetto all'orizzontale
θ	Angolo di deviazione
$\beta+\theta$	Inclinazione asse di parzializzazione rispetto all'orizzontale
σ_c	Tensione massima nel calcestruzzo (+ = compressione)
σ_{c1}	Tensione minima nel calcestruzzo (+ = compressione)
σ_s	Tensione massima nell'acciaio (+ = trazione)
σ_{s1}	Tensione minima nell'acciaio (+ = trazione)
$\sigma_{c,lim}$	Tensione limite nel calcestruzzo
$\sigma_{s,lim}$	Tensione limite nell'acciaio

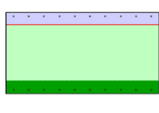
Mappatura Colori



N° comb.	1
Sez. N.	1
Grafico tensioni	
Tipo combinazione	Azioni Rare
N_{Ed} (kN)	0.000
M_{xEd} (kNm)	100.420
M_{yEd} (kNm)	0.000
h (cm)	105.000
x (cm)	15.090
β (°)	0.000
θ (°)	0.000
$\beta+\theta$ (°)	0.000
σ_c (N/mm ²)	0.620
σ_{c1} (N/mm ²)	0.000
σ_s (N/mm ²)	52.465
σ_{s1} (N/mm ²)	-6.343
$\sigma_{c,lim}$ (N/mm ²)	9.750
$\sigma_{s,lim}$ (N/mm ²)	255.000
ESITO VERIFICA	OK

VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE: Legenda	
N_{Ed}	Valore di calcolo della Forza Normale
M_{xEd}	Valore di calcolo del Momento flettente secondo X
M_{yEd}	Valore di calcolo del Momento flettente secondo Y
σ_s	Tensione nell'acciaio - (*) se viene considerata, cautelativamente la tensione nella barra maggiormente tesa, altrimenti è il valore medio all'interno dell'Area di calcestruzzo efficace)
σ_{ct}	Tensione di trazione nel calcestruzzo
f_{ctd}	Resistenza a trazione nel calcestruzzo
E_s	Modulo elastico acciaio
E_{cm}	Modulo elastico medio calcestruzzo
$A_{c,eff}$	Area calcestruzzo efficace
A_s	Area acciaio teso compreso in $A_{c,eff}$
β_1	Fattore aderenza (1.0 - Barre ad aderenza migliorata; 0.5 - Barre lisce)
β_2	Fattore durata carichi (1.0 - Breve durata; 0.5 - Lunga durata)
$\rho_r = A_s/A_{c,eff}$	
σ_{sr}	Tensione nell'acciaio teso nella condizione di carico che induce la prima fessura
$\epsilon_{sm} = \frac{\sigma_s}{E_s} \left[1 - \beta_1 \beta_2 \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \right]$ ($\geq 0,4 \frac{\sigma_s}{E_s}$)	Deformazione media
c	Copriferro
s	Distanza fra le armature
k_2	Fattore aderenza (0.4 - Barre ad aderenza migliorata; 0.8 - Barre lisce)
k_3	Fattore forma diagramma tensioni
ϕ	Diametro medio barre
$s_{rm} = 2 \left(c + \frac{s}{10} \right) + k_2 k_3 \frac{\phi}{\rho_r}$	Distanza media fra le fessure
w_m	Valore medio ampiezza delle fessure
w_k	Valore caratteristico ampiezza delle fessure
c/c_{min}	Fattore amplificativo apertura limite (max 1.50)
w_{lim}	Valore limite ampiezza delle fessure
Mappatura Colori	 <p>The color map shows stress distribution for Steel (top) and Concrete (bottom). Steel stress ranges from -391 MPa (blue) to 391 MPa (red). Concrete stress ranges from 13 MPa (blue) to 0 MPa (green), with $A_{c,eff}$ marked at the end of the scale.</p>

N° comb.	2
Sez. N.	1
Grafico tensioni e Area calcestruzzo efficace	
Tipo combinazione	Azioni Frequenti
Tipo Ambiente	Cond. Amb. Poco Aggressive
Sensibilità Armature	Armature Poco Sensibili
N_{Ed}	(kN) 0.000
M_{xEd}	(kNm) 100.420
M_{yEd}	(kNm) 0.000
σ_s	(N/mm ²) 52.465 (*)
σ_{ct}	(N/mm ²) -0.256
f_{ctd}	(N/mm ²) 2.190
E_s	(N/mm ²) 206000.000

E_{cm}	(N/mm ²)	0.000
A_{c,eff}	(cm ²)	3200.000
A_s	(cm ²)	20.106
β₁		1.000
β₂		0.500
ρ_r	(‰)	0.006
σ_{sr}	(N/mm ²)	533.749
ε_{sm}	(‰)	0.102
c	(mm)	40.000
s	(mm)	200.000
k₂		0.400
k₃		0.125
φ	(mm)	16.000
s_{rm}	(mm)	247.324
w_m	(mm)	0.025
w_k	(mm)	0.043
c/c_{min}		2.000
w_{lim}	(mm)	0.100
SLE Decompres.		NR
SLE Form. Fessure		NR
SLE Apert. Fessure		OK
ESITO VERIFICA		OK

Sono previsti 6 tirafondi M20 classe 8.8. La trasmissione delle trazioni dei tirafondi (Forza di serraggio = $0,80 \cdot (0,8 \cdot f_{k,N} \cdot A_{res}) = 87.81$ kN al calcestruzzo del plinto viene assicurata mediante 4+4 staffe a 2 bracci $\phi 16$ ($A=2.00\text{cm}^2$).

$T = 6 \cdot 87810 = 526860$ N, TIRO COMPLESSIVO

$\sigma_{st} = 526860 / (8 \times 2 \times 200) = 165$ MPa < 255 MPa, Sollecitazione a trazione nell'acciaio

6.3.2. VERIFICHE ARMATURA SOLETTA DI FONDAZIONE

Considerando la larghezza di 3.00m di trave ($P_{\text{trave}} = 189.56 \text{ kN}$), per barriera di altezza $H=5.00\text{m}$, alla base di ciascun montante si ottengono i seguenti valori:

$$N = 25.50 \text{ kN};$$

$$T = 30.90 \text{ kN};$$

$$M = 77.25 \text{ kNm}.$$

All'estradosso fondazione avremo:

$$N' = 25.50 + 189.56 = 215.06 \text{ kN}$$

$$M' = 77.25 + 30.90 \cdot 1.35 = 118.96 \text{ kNm}$$

Considerando una larghezza di trave unitaria:

$$N' = 215.06/3 = 71.69 \text{ kN}$$

$$M' = 118.96/3 = 59.48 \text{ kNm}$$

Essendo l'eccentricità maggiore del raggio di inerzia:

$$e = \frac{M'}{N'} = 0.83\text{m} > \frac{l}{6} = 0.48\text{m}$$

si ottiene una lunghezza ridotta della fondazione pari a:

$$B^* = B - 2e = 1.24 \text{ m}$$

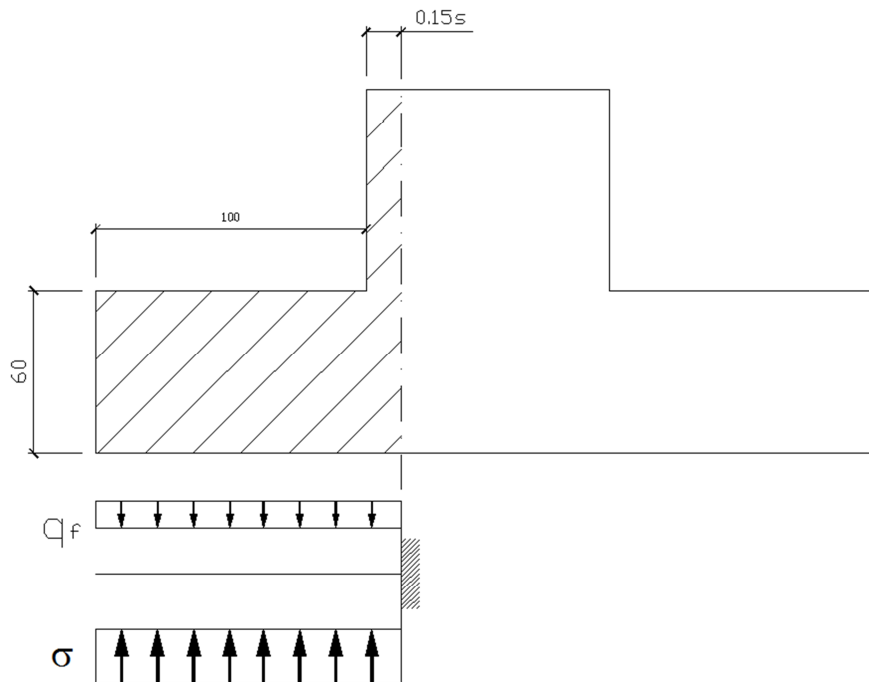
Il diagramma delle pressioni agenti sul terreno sarà quindi costante e pari a:

$$b = 1.24\text{m}$$

$$l = 1.00\text{m}$$

$$\sigma = N/bI = 71.69/1.24 = 57.81 \text{ kPa}$$

Per la verifica si adotta lo schema di calcolo seguente (a metro di fondazione):



$$L = 1.13\text{m}$$

$$q_f = \text{peso soletta} = 0.60 \times 25 = 15.00 \text{ kN/m}$$

$$\sigma = 57.81 \text{ kN/m}$$

Sezione mensola

$$M = \frac{(\sigma - q_f)}{2} \cdot L^2 = 27.33 \text{ kNm}$$

<p><u>Sezione di verifica</u></p> <p>B=1000 mm</p> <p>H=600 mm</p> <p>Armatura= 1φ16/20</p>	<p>M = 27.33 kNm</p>
---	----------------------

Di seguito si riportano i fogli di verifica per la sezione.

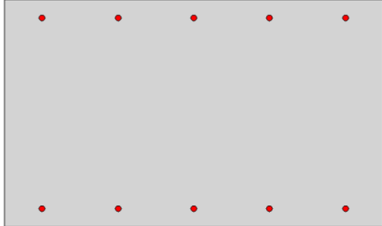
CemArm: PROGRAMMA PER LA VERIFICA DELLE SEZIONI IN C.A. DI FORMA QUALSIASI

Titolo:

Normativa applicata: D.M. 19-01-1996

Materiali: CIs: C25/30 Diagramma σ - ϵ : Parabola - Rettangolo

Acciaio: B450C Diagramma σ - ϵ : Elastico Perfettamente Plastico Illimitato

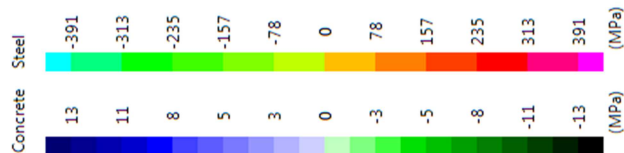
Sez. N. 1: Forma rettangolare					
					
Sezione in c/c.					
Nr. V.	b (cm)	h (cm)			
4	100.0	60.0			
Armature					
n _b	ø (mm)	Area (cm ²)	s (cm)	d (cm)	
5	16.00	10.05	20.00	4.80	
5	16.00	10.05	20.00	55.20	

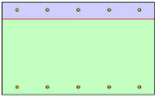
VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO STATO LIMITE DI LIMITAZIONE DELLE TENSIONI

STATO LIMITE DI LIMITAZIONE DELLE TENSIONI: Legenda

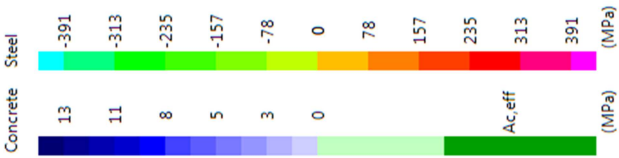
N_{Ed}	Valore di calcolo della Forza Normale
M_{xEd}	Valore di calcolo del Momento flettente secondo X
M_{yEd}	Valore di calcolo del Momento flettente secondo Y
h	Altezza sezione
x	Distanza asse di parzializzazione dal lembo compresso
β	Angolo asse di sollecitazione rispetto all'orizzontale
θ	Angolo di deviazione
$\beta+\theta$	Inclinazione asse di parzializzazione rispetto all'orizzontale
σ_c	Tensione massima nel calcestruzzo (+ = compressione)
σ_{c1}	Tensione minima nel calcestruzzo (+ = compressione)
σ_s	Tensione massima nell'acciaio (+ = trazione)
σ_{s1}	Tensione minima nell'acciaio (+ = trazione)
$\sigma_{c,lim}$	Tensione limite nel calcestruzzo
$\sigma_{s,lim}$	Tensione limite nell'acciaio

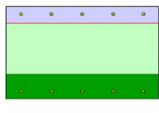
Mappatura Colori



N° comb.	1
Sez. N.	1
Grafico tensioni	
Tipo combinazione	Azioni Rare
N_{Ed} (kN)	0.000
M_{xEd} (kNm)	27.330
M_{yEd} (kNm)	0.000
h (cm)	60.000
x (cm)	10.814
β (°)	0.000
θ (°)	0.000
$\beta+\theta$ (°)	0.000
σ_c (N/mm ²)	0.870
σ_{c1} (N/mm ²)	0.000
σ_s (N/mm ²)	53.560
σ_{s1} (N/mm ²)	-7.257
$\sigma_{c,lim}$ (N/mm ²)	9.750
$\sigma_{s,lim}$ (N/mm ²)	255.000
ESITO VERIFICA	OK

VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE: Legenda	
N_{Ed}	Valore di calcolo della Forza Normale
M_{xEd}	Valore di calcolo del Momento flettente secondo X
M_{yEd}	Valore di calcolo del Momento flettente secondo Y
σ_s	Tensione nell'acciaio - (*) se viene considerata, cautelativamente la tensione nella barra maggiormente tesa, altrimenti è il valore medio all'interno dell'Area di calcestruzzo efficace)
σ_{ct}	Tensione di trazione nel calcestruzzo
f_{ctd}	Resistenza a trazione nel calcestruzzo
E_s	Modulo elastico acciaio
E_{cm}	Modulo elastico medio calcestruzzo
$A_{c,eff}$	Area calcestruzzo efficace
A_s	Area acciaio teso compreso in $A_{c,eff}$
β_1	Fattore aderenza (1.0 - Barre ad aderenza migliorata; 0.5 - Barre lisce)
β_2	Fattore durata carichi (1.0 - Breve durata; 0.5 - Lunga durata)
$\rho_r = A_s/A_{c,eff}$	
σ_{sr}	Tensione nell'acciaio teso nella condizione di carico che induce la prima fessura
$\epsilon_{sm} = \frac{\sigma_s}{E_s} \left[1 - \beta_1 \beta_2 \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \right]$ ($\geq 0,4 \frac{\sigma_s}{E_s}$)	Deformazione media
c	Copriferro
s	Distanza fra le armature
k_2	Fattore aderenza (0.4 - Barre ad aderenza migliorata; 0.8 - Barre lisce)
k_3	Fattore forma diagramma tensioni
ϕ	Diametro medio barre
$s_{rm} = 2 \left(c + \frac{s}{10} \right) + k_2 k_3 \frac{\phi}{\rho_r}$	Distanza media fra le fessure
w_m	Valore medio ampiezza delle fessure
w_k	Valore caratteristico ampiezza delle fessure
c/c_{min}	Fattore amplificativo apertura limite (max 1.50)
w_{lim}	Valore limite ampiezza delle fessure
Mappatura Colori	 <p>The color map shows stress distribution for Steel (top) and Concrete (bottom). Steel stress ranges from -391 MPa (blue) to 391 MPa (red). Concrete stress ranges from 13 MPa (blue) to 0 MPa (green), with $A_{c,eff}$ marked at the end of the scale.</p>

N° comb.	2
Sez. N.	1
Grafico tensioni e Area calcestruzzo efficace	
Tipo combinazione	Azioni Frequenti
Tipo Ambiente	Cond. Amb. Poco Aggressive
Sensibilità Armature	Armature Poco Sensibili
N_{Ed} (kN)	0.000
M_{xEd} (kNm)	27.330
M_{yEd} (kNm)	0.000
σ_s (N/mm ²)	53.560 (*)
σ_{ct} (N/mm ²)	-0.420
f_{ctd} (N/mm ²)	2.190
E_s (N/mm ²)	206000.000



E_{cm}	(N/mm ²)	0.000
$A_{c,eff}$	(cm ²)	1600.000
A_s	(cm ²)	10.053
β_1		1.000
β_2		0.500
ρ_r	(‰)	0.006
σ_{sr}	(N/mm ²)	332.464
ϵ_{sm}	(‰)	0.104
c	(mm)	40.000
s	(mm)	200.000
k_2		0.400
k_3		0.125
ϕ	(mm)	16.000
s_{rm}	(mm)	247.324
w_m	(mm)	0.026
w_k	(mm)	0.044
c/c_{min}		2.000
w_{lim}	(mm)	0.100
SLE Decompres.		NR
SLE Form. Fessure		NR
SLE Apert. Fessure		OK
ESITO VERIFICA		OK