

TANGENZIALE EST ESTERNA DI MILANO

CODICE C.U.P. I21B05000290007
CODICE C.I.G. 017107578C

PROGETTO ESECUTIVO LOTTO B

OPERE STRUTTURALI

PISTE CICLABILI MUZZA-VILLAMBRELA E MUZZA-SAN BIAGIO DI ROSSATE
TOMBINI CIRCOLARI DN1000
RELAZIONE DI CALCOLO

IL PROGETTISTA

Studio Tecnico Sangalli
Dott. Ing. Paolo Sangalli
Ordine Ingegneri di Lodi
n. 341

CONSORZIO ARCOTEEM



Dott. Ing. Sabino Del Balzo
Ordine Ingegneri di Potenza n. 631

CONSORZIO COSTRUTTORI TEEM
IL DIRETTORE TECNICO



Dott. Ing. Rocco Magri

RESPONSABILE INTEGRAZIONE
PRESTAZIONI SPECIALISTICHE

Pietro Mazzoli
Dott. Ing. Pietro Mazzoli
Ordine Ingegneri di Parma
n. 821

IL CONCEDENTE



IL CONCESSIONARIO



IL DIRETTORE DEI LAVORI

NUM. PROGR.	FASE	LOTTO	ZONA	OPERA	TRATTO OPERA	AMBITO	TIPO ELABORATO	PROGRESSIVA	REV.	DATA
A	14/04/2014			EMISSIONE			SANGALLI		SANGALLI	MAZZOLI
REV.	DATA			DESCRIZIONE			ELABORAZIONE PROGETTUALE		CONTR.	APPROVATO

IDENTIFICAZIONE ELABORATO

NUM. PROGR.	FASE	LOTTO	ZONA	OPERA	TRATTO OPERA	AMBITO	TIPO ELABORATO	PROGRESSIVA	REV.	DATA
B10761	E	B	AB8	MAXXX	0	ON	RC	001	A	14/04/2014
										SCALA: -----

<p>CONSORZIO COSTRUTTORI TEEM</p> 	<p>Doc. N. B10761_E_B_AB8_MAXXX_0_ON_RC_00 1_A.doc</p>	<p>CODIFICA DOCUMENTO B10761_E_B_AB8_MAXXX_0_ON_RC_001</p>	<p>REV. A</p>	<p>FOGLIO 2 di 49</p>
---	--	--	-------------------	---------------------------

SOMMARIO

1	INTRODUZIONE.....	3
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	5
2.1	Bibliografia	5
3	CALCOLO DEL TOMBINO CIRCOLARE DN1000.....	6
3.1	Dati geometrici.....	6
3.2	Criteri di calcolo tubazione prefabbricata.....	7
3.3	Carico di Progetto W_e	9
3.3.1	Carico da terreno sovrastante W'_c	9
3.3.2	Carico da acqua contenuta W_w	10
3.3.3	Carico da azioni variabili (carichi mobili) W_{csu}	10
3.3.4	Carico di Progetto W_e	11
3.3.5	Classe di Resistenza W_t	11
4	PARETE DI SOSTEGNO - DATI PER IL CALCOLO.....	12
4.1	Parametri geotecnici.....	12
4.2	Parametri sismici.....	12
4.3	Materiali e Tassi di lavoro ammissibili.....	14
5	CALCOLO DEL MURO DI SOSTEGNO.....	16
5.1	Sollecitazioni a base muro	17
5.2	Verifiche a pressoflessione	19
5.3	Verifica a taglio.....	21
6	SOLLECITAZIONI AGENTI A INTRADOSSO FONDAZIONE E PRESSIONI SUL TERRENO	23
7	VERIFICHE A RIBALTAMENTO	29
8	VERIFICHE A SCORRIMENTO	32
9	VERIFICHE CIABATTA DI FONDAZIONE	36
9.1	Sollecitazioni agenti nella ciabatta di fondazione.....	36
9.2	Verifiche di resistenza.....	42
9.3	Verifica a taglio.....	45
9.4	Verifica del dente anteriore.....	46

	Doc. N.	CODIFICA DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	B10761_E_B_AB8_MAXXX_0_ON_RC_00 1_A.doc	B10761_E_B_AB8_MAXXX_0_ON_RC_001	A	3 di 49

1 INTRODUZIONE

La presente relazione tipologica riguarda i tombini idraulici circolari DN1000 ricadenti al di sotto delle nuove piste ciclabili Muzza-Villambro e Muzza-San Biagio di Rossate.

Tali opere vengono realizzate con elementi prefabbricati in cls. turbo centrifugato aventi spessore 115 mm (indicativo).

Nel seguito si determina la minima classe di resistenza per il generico tubo DN1000 considerando sia il caso con ricoprimento minimo che il caso con ricoprimento massimo.

Si osservi che, per il calcolo degli elementi strutturali in oggetto, si considera un carico mobile per strada di seconda categoria.

Nella tabella seguente si riporta:

- l'ubicazione del generico tombino circolare DN1000,
- la massima altezza di ricoprimento presente sul generico tombino circolare,
- la minima altezza di ricoprimento presente sul generico tombino circolare,
- il codice dell'elaborato grafico in cui si descrive il generico tombino.

ubicazione	h_{max} (cm)	h_{min} (cm)	cod. elaborato grafico
Muzza-Villambro Pk 0+208.331	55	50	B10732_E_B_AB8_MAJ07_0_ON_CA_001
Muzza-Villambro Pk 0+342.981	76	71	B10734_E_B_AB8_MAJ07_0_ON_CA_003
Muzza-San Biagio di Rossate Tratto A Pk 0+064.777	57	35	B10737_E_B_AB8_MAJ03_0_ON_CA_001
Muzza-San Biagio di Rossate Tratto A Pk 0+086.761	38	29	B10738_E_B_AB8_MAJ03_0_ON_CA_002
Muzza-San Biagio di Rossate Tratto A Pk 0+132.359	43	41	B10739_E_B_AB8_MAJ03_0_ON_CA_003
Muzza-San Biagio di Rossate Tratto A Pk 0+650.360	75	34	B10741_E_B_AB8_MAJ03_0_ON_CA_004
Muzza-San Biagio di Rossate Tratto B Pk 0+008.000	35	28	B10742_E_B_AB8_MAJ03_0_ON_CA_005
Muzza-San Biagio di Rossate Tratto C Pk 0+644.019	83	75	B10744_E_B_AB8_MAJ03_0_ON_CA_007
Muzza-San Biagio di Rossate Tratto D Pk 0+398.755	42	32	B10751_E_B_AB8_MAJ03_0_ON_CA_013
Muzza-San Biagio di Rossate Tratto D Pk 0+810.356	33	30	B10756_E_B_AB8_MAJ03_0_ON_CA_018
Muzza-San Biagio di Rossate Tratto E Pk 0+400.827	33	30	B10757_E_B_AB8_MAJ03_0_ON_CA_019

<i>CONSORZIO COSTRUTTORI TEEM</i> 	Doc. N. B10761_E_B_AB8_MAXXX_0_ON_RC_00 1_A.doc	CODIFICA DOCUMENTO B10761_E_B_AB8_MAXXX_0_ON_RC_001	REV. A	FOGLIO 4 di 49
--	---	--	-----------	-------------------

Si esegue pertanto il calcolo del tombino circolare considerando:

- $h_{\max} = 90$ cm (massimo ricoprimento tombino circolare);
- $h_{\min} = 30$ cm (minimo ricoprimento tombino circolare);

Si rimanda ai paragrafi da 4 a 9 per il calcolo del muro di sostegno ubicato agli imbocchi dei tombini circolari in oggetto.

<p>CONSORZIO COSTRUTTORI TEEM</p> 	<p>Doc. N. B10761_E_B_AB8_MAXXX_0_ON_RC_00 1_A.doc</p>	<p>CODIFICA DOCUMENTO B10761_E_B_AB8_MAXXX_0_ON_RC_001</p>	<p>REV. A</p>	<p>FOGLIO 5 di 49</p>
---	--	--	-------------------	---------------------------

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Nell'esecuzione dei calcoli si fa riferimento alla legislazione vigente con particolare riferimento alle seguenti normative:

- D.M. 9/1/1996 - "Norme tecniche per l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche" ed annesse istruzioni per la loro applicazione riportate dalla circolare Ministero LL.PP. del 15/10/1996 (G.U. 26/11/96 - n. 277 - suppl.),
- D.M. 16/1/96 - "Norme tecniche relative ai "Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi e sovraccarichi" ed annesse istruzioni per la loro applicazione riportate dalla Circolare Ministero LL.PP. del 4/7/96 (G.U. 16/9/96 - N° 217 - suppl.),
- D.M. 14/2/92 - "Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche" ed annesse "Istruzioni relative alle norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche", di cui alla circolare Ministero LL.PP. n° 37406/STC del 24/6/93,
- D.M. 14/1/08 - "Norme tecniche per le costruzioni – Testo Unico",
- Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 – Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008,
- UNI EN 1992-1-1-2005 EUROCODICE 2 : Progettazione strutture di calcestruzzo,
- UNI EN 1998-5-2005 (Eurocodice 8): "Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici";
- UNI EN 1295-1-1999: "Progetto strutturale di tubazioni interrato sottoposte a differenti condizioni di carico – Requisiti Generali";
- UNI EN 1916-1-2004: "Tubi e raccordi di calcestruzzo non armato, rinforzato con fibre di acciaio e con armature tradizionali".

2.1 Bibliografia

- BS EN 1295-1:1998: "Structural design of buried pipelines under various conditions of loading - Part 1. General requirements"
- American Concrete Pipe Association: "Concrete Pipe Design Manual - 2007"
- Concrete Manufacturers Association – Pipes, Infrastructural Products and Engineering - 2006: "Concrete Pipes and Box Cukverts Portal Handbook"
- MOSER & FOLKMANN: "Buried Pipe Design – McGraw Hill - 3rd Edition - 2008"
- ASSOBTETON – Tubazioni in calcestruzzo – Manuale di progettazione e utilizzo – 3a Edizione – 2005"



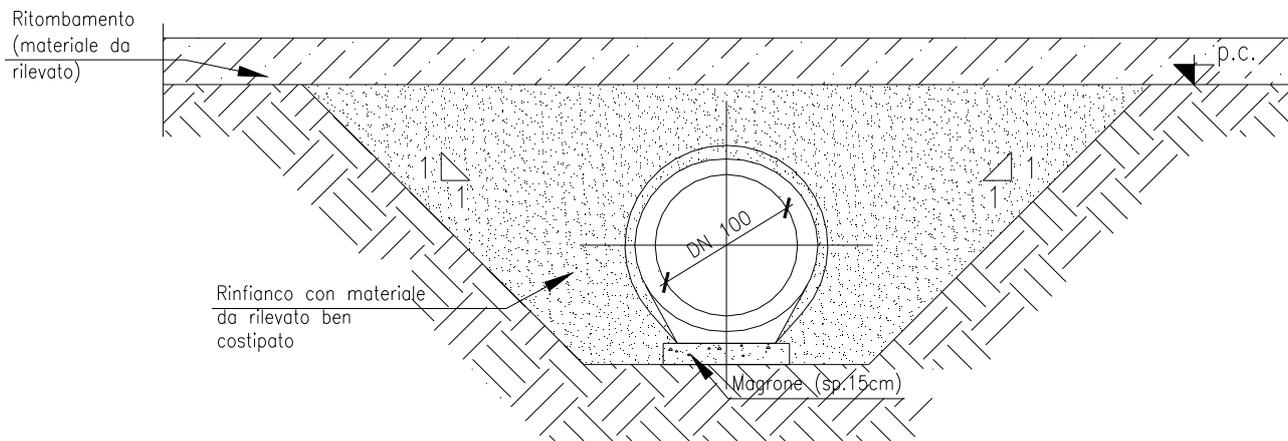
3 CALCOLO DEL TOMBINO CIRCOLARE DN1000

3.1 Dati geometrici

Tombino DN1000

- Diametro interno tubazione: $\varnothing 1000$ mm;
- Ricoprimento tubazione: $h_{\max} = 90$ cm – $h_{\min} = 30$ cm;
- Spessore tubazione: 0.115 m (valore indicativo);

SEZIONE TRASVERSALE TIPOLOGICO ALLETTAMENTO TUBAZIONI PREFABBRICATE



<p>CONSORZIO COSTRUTTORI TEEM</p> 	<p>Doc. N. B10761_E_B_AB8_MAXXX_0_ON_RC_00 1_A.doc</p>	<p>CODIFICA DOCUMENTO B10761_E_B_AB8_MAXXX_0_ON_RC_001</p>	<p>REV. A</p>	<p>FOGLIO 7 di 49</p>
---	--	--	-------------------	---------------------------

3.2 Criteri di calcolo tubazione prefabbricata

Come è noto, gli Organismi Normatori si sono indirizzati verso un'approccio semi-empirico che, mediante l'impiego di grafici e tabelle, consentano di determinare un 'carico di riferimento'; successivamente tale 'carico' è utilizzato per determinare la 'Classe di Resistenza' (crushing strength) della tubazione. La Classe di Resistenza consente di scegliere la tubazione (prefabbricata) strutturalmente appropriata. Una volta determinata la Classe di Resistenza, tra i cataloghi dei Produttori viene scelta la tubazione che, a parità di diametro, ha una Classe uguale o maggiore a quella prescritta; i Produttori garantiscono, mediante l'esecuzione di opportune prove, che le Classi da essi dichiarate siano tali ai sensi della certificazione CEN. La Norma Italiana che disciplina le modalità di esecuzione delle prove è la UNI EN 1916.

Si indica, oltre alla Classe di Resistenza, un ulteriore parametro, il Carico di Collaudo, che viene definito nel seguito.

La Norma Italiana che disciplina il calcolo delle tubazioni interrate è la UNI EN 1295-1; la stessa tuttavia si limita a esporre la 'Base delle procedure di calcolo' e ad accennare alle 'Procedure di Calcolo e coefficienti di sicurezza' senza riportare nessun metodo di calcolo. I metodi di calcolo vengono invece dettagliatamente esposti, come riportato nella Norma UNI EN 1295-1, da numerosi stati membri (Austria, Belgio, Danimarca, Finlandia, Francia, Germania, Paesi Bassi, Norvegia, Spagna, Svezia, Svizzera, Regno Unito).

La Norma BS EN 1295-1, oltre a riportare rigorosamente quanto esposto nella corrispondente Norma UNI EN 1295-1, contiene altresì le procedure per il calcolo delle tubazioni.

Pertanto, poichè la progettazione di un elemento strutturale, in assenza di prescrizioni italiane, può essere sviluppata secondo una qualunque Norma Europea, la progettazione del tombino verrà svolta in questo documento adottando la Norma BS EN 1295-1.

Per quanto riguarda le azioni sismiche si osserva:

- a) L'impostazione progettuale adottata (assenza di determinazione delle sollecitazioni) non consente di prendere in conto le azioni sismiche.
- b) Né la Norma BS, né la Norma UNI, né il Manuale Assobeton fanno alcun riferimento ad azioni sismiche.
- c) Il testo citato al par. 2.2 (MOSER & FOLKMANN – Buried Pipe Design) riporta (pag 54):
 "... la progettazione antisismica è da prendersi in conto per tubi che debbano garantire una funzione essenziale, ad esempio condotte antincendio, e per tubi che possano emettere esalazioni tossiche o che contengano fluidi infiammabili ...).

<p>CONSORZIO COSTRUTTORI TEEM</p> 	<p>Doc. N. B10761_E_B_AB8_MAXXX_0_ON_RC_00 1_A.doc</p>	<p>CODIFICA DOCUMENTO B10761_E_B_AB8_MAXXX_0_ON_RC_001</p>	<p>REV. A</p>	<p>FOGLIO 8 di 49</p>
---	--	--	-------------------	---------------------------

d) La sismicità dell'intera area di posizionamento dei manufatti è alquanto modesta.

Per quanto precede le azioni sismiche non vengono prese in conto nella progettazione dei tombini ma solo per le pareti di sostegno.

Si segnala infine quanto segue:

- La Classe di Resistenza viene determinata a partire dal 'carico di progetto' (che risulta dalla somma del carico derivante dal ricoprimento, di quello derivante dalle azioni mobili e di quello dovuto al fluido contenuto: ciò sia secondo il Manuale Assobeton che secondo la Norme BS). Una volta ottenuto il 'carico di progetto' esso va diviso per il Coefficiente di Posa e moltiplicato per il Coefficiente di Sicurezza. Secondo la BS EN 1295-1 il coefficiente di sicurezza è pari a 1.25 (da Table NA.5 Norma BS EN 1295-1) in quanto il tubo non è in pressione.
- Il Carico di Collaudo non è esplicitato nella Norma BS EN 1295-1. Secondo il Manuale Assobeton invece esso è uguale al rapporto tra il 'carico di progetto' e il 'coefficiente di posa'. Tale Carico di Collaudo è invece esplicitato nella restante Bibliografia citata.

Si riporta nelle pagine seguenti il calcolo del tombino circolare prefabbricato $\phi 1000$.

Le notazioni tra parentesi quadre sono riferimenti al paragrafo e/o pagina e/o equazione della Norma BS EN 1295-1.

- La tubazione è considerata 'rigida'.
- La tubazione non è considerata 'in pressione'.

	Doc. N.	CODIFICA DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	B10761_E_B_AB8_MAXXX_0_ON_RC_00 1_A.doc	B10761_E_B_AB8_MAXXX_0_ON_RC_001	A	9 di 49

3.3 Carico di Progetto W_e

$$W_e = W_c + W_{csu} + W_w \quad [\text{eq 7, pag.21}]$$

3.3.1 Carico da terreno sovrastante W'_c

$$W'_c = C_c \cdot \gamma \cdot B_c^2 \quad [\text{eq 1, pag.20}]$$

γ : peso specifico terreno di ricoprimento

B_c : diametro esterno tubo

Si assume:

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

Il diametro esterno è pari a quello interno aumentato di due volte lo spessore. Quest'ultimo è pari a circa 11.5 cm (variabile a seconda del produttore). Di conseguenza, considerato che il tombino ha diametro interno B_i pari a 1.00 m, si assume il seguente valore del diametro esterno:

$$B_c = 1.23 \text{ m}$$

La Norma BS EN 1295-1 consente di utilizzare un approccio semplificato per il calcolo di C_c :

quando il valore del prodotto $K \mu$ può essere assunto pari a 0.19, il valore di C_c può essere ricavato dalla tab. [NA.2] in funzione dell'altezza H , del diametro B_c e del prodotto: $r_{sd} \cdot p$.

Come descritto all'interno del punto NA.4.3.3 della Norma BS EN 1295-1, per Classi di Posa (Table NA.7, pag.32 e 33) di tipo D, F e N il valore di p è unitario, mentre per le restanti Classi di posa il valore di p può essere assunto pari a 0.7.

La stessa Norma, nella Nota posta alla fine Par. NA.4.3.3, chiarisce che il prodotto $r_{sd} \cdot p$ può essere assunto pari a 0.7 per le Classi D, N e F e pari a 0.5 per le Classi B e S.

Poiché prudenzialmente si assume una classe di posa di tipo D, si adotta un valore del prodotto $r_{sd} \cdot p$ pari a 0.7.

Il valore del rapporto $r_{sd} \cdot p$ sopra definito porta alla seguente definizione di un valore del coefficiente C_c tramite la tabella Table NA.2 della Norma BS EN 1295-1.

$$C_c = 1.59 \cdot (H / B_c) - 0.09 = 1.07 \quad (\text{per } h_{\max} = 0.90 \text{ m})$$

$$C_c = 1.59 \cdot (H / B_c) - 0.09 = 0.30 \quad (\text{per } h_{\min} = 0.30 \text{ m})$$

Il carico corrispondente al ricoprimento del terreno vale pertanto:

$$W'_c = C_c \cdot \gamma \cdot B_c^2 = 1.07 \cdot 19.0 \text{ kN/m}^3 \cdot (1.23 \text{ m})^2 = 30.76 \text{ kN/m (h=0.90 m)}$$

$$W'_c = C_c \cdot \gamma \cdot B_c^2 = 0.30 \cdot 19.0 \text{ kN/m}^3 \cdot (1.23 \text{ m})^2 = 8.62 \text{ kN/m (h=0.30 m)}$$

	Doc. N.	CODIFICA DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	B10761_E_B_AB8_MAXXX_0_ON_RC_00 1_A.doc	B10761_E_B_AB8_MAXXX_0_ON_RC_001	A	10 di 49

3.3.2 Carico da acqua contenuta W_w

$$W_w = C_w \cdot \gamma_w \cdot \pi \cdot B_i^2 / 4 \quad [\text{eq 6, pag.20}]$$

Per il coefficiente C_w la Norma BS EN 1295-1 suggerisce un valore pari a 0.75.

Si assume $\gamma_w = 10.0 \text{ kN/m}^3$ come peso specifico del liquido e $B_i = 1.00 \text{ m}$ come diametro interno.

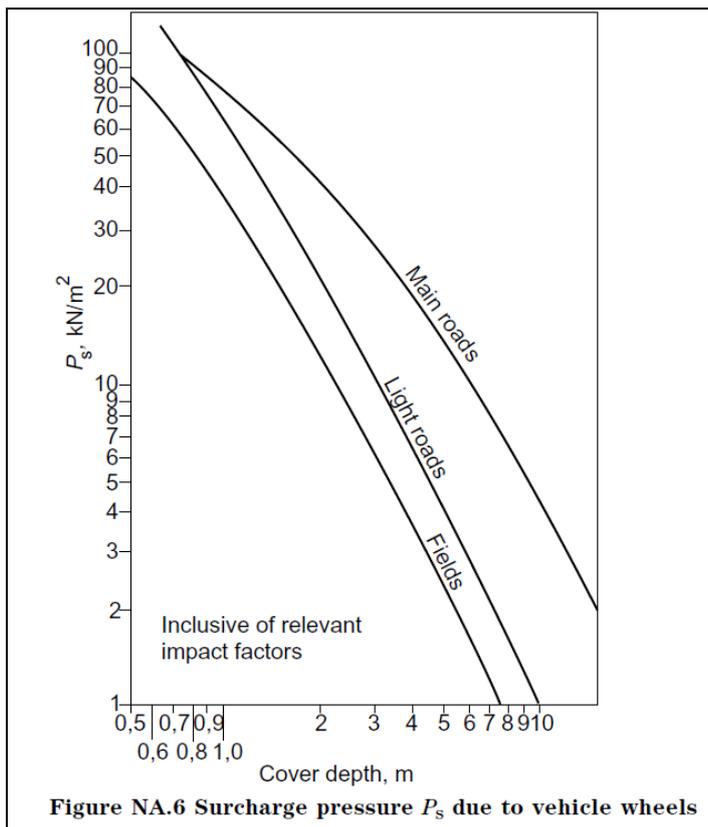
Il carico corrispondente al peso dell'acqua all'interno della condotta vale pertanto:

$$W_w = C_w \cdot \gamma_w \cdot \pi \cdot B_i^2 / 4 = 0.75 \cdot 10.0 \text{ kN/m}^3 \cdot \pi \cdot (1.00 \text{ m})^2 / 4 = 5.89 \text{ kN/m}$$

3.3.3 Carico da azioni variabili (carichi mobili) W_{csu}

$$W_{csu} = P_s \cdot B_c \quad [\text{eq 5, pag.20}]$$

Il valore del carico P_s va valutato in funzione del grafico sotto riportato (tratto dalla Norma BS EN 1295-1).



Si assume il carico corrispondente alla curva 'Light roads'; dal grafico di cui sopra:

- per un ricoprimento $H = 0.90 \text{ m}$ si stima una pressione equivalente $P_s = 80 \text{ kN/m}^2$;
- per un ricoprimento $H = 0.30 \text{ m}$ si stima una pressione equivalente $P_s = 100 \text{ kN/m}^2$;

	Doc. N.	CODIFICA DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	B10761_E_B_AB8_MAXXX_0_ON_RC_00 1_A.doc	B10761_E_B_AB8_MAXXX_0_ON_RC_001	A	11 di 49

Il carico corrispondente al traffico veicolare (accidentale) vale pertanto:

$$W_{csu} = P_s \cdot B_c = 80 \text{ kN/m}^2 \cdot 1.23 \text{ m} = 98.4 \text{ kN/m (per } h = 0.90 \text{ m)}$$

$$W_{csu} = P_s \cdot B_c = 100 \text{ kN/m}^2 \cdot 1.23 \text{ m} = 123 \text{ kN/m (per } h = 0.30 \text{ m)}$$

3.3.4 Carico di Progetto W_e

$$W_e = W_c + W_{csu} + W_w \quad [\text{eq 7, pag.21}]$$

Secondo quanto calcolato nei precedenti paragrafi, il carico totale agente sul tombino circolare vale:

$$h_{max} = 0.90 \text{ m}$$

$$W_e = W_c + W_{csu} + W_w = 30.76 + 5.89 + 98.4 = 135.1 \text{ kN/m}$$

$$h_{min} = 0.30 \text{ m}$$

$$W_e = W_c + W_{csu} + W_w = 8.62 + 5.89 + 123 = 137.5 \text{ kN/m}$$

3.3.5 Classe di Resistenza W_t

L'espressione che governa la progettazione del tubo [eq. 8, pag.21] è la seguente:

$$F_m \geq W_e \cdot F_{se} / W_t$$

dove:

F_m : Fattore di Posa (bedding factor);

W_e : Carico di progetto;

F_{se} : Coefficiente di sicurezza;

W_t : Classe di Resistenza (pipe strenght);

L'espressione può essere riscritta nella forma:

$$W_t \geq W_e \cdot F_{se} / F_m$$

Il valore del Coefficiente di sicurezza è desumibile dalla [tab. NA.5, pag.21] e, per tubi in calcestruzzo non in pressione, vale:

$$F_{se} = 1.25$$

Il valore del coefficiente di posa F_m è desumibile dalla [Tab. NA.7] e per la Classe di Posa D si decide di assumere cautelativamente il valore minore: $F_m = 1.1$.

La Classe di Resistenza minima richiesta è pari a:

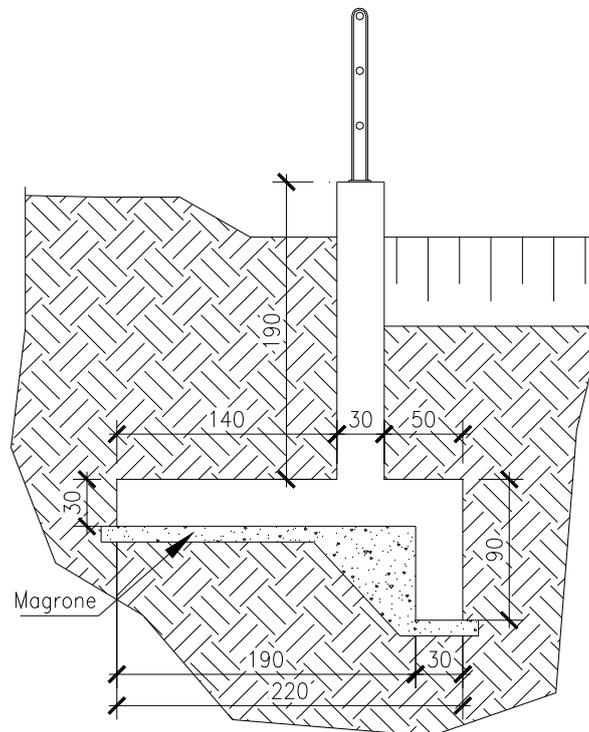
$$W_t = W_e \cdot F_{se} / F_m = 137.5 \cdot 1.25 / 1.10 = 156.3 \text{ kN/m.}$$



4 PARETE DI SOSTEGNO - DATI PER IL CALCOLO

Per tutti gli imbocchi dei tombini circolari DN1000 si adottano pareti di sostegno aventi dimensioni:

- Spessore parete verticale: 0.30 m;
- Altezza parete verticale: 1.90 m;
- Spessore ciabatta di fondazione: 0.30 m;
- Lunghezza ciabatta di fondazione: 2.20 m;



4.1 Parametri geotecnici

I parametri necessari a definire le caratteristiche del terreno ai fini del calcolo delle strutture sono ricavati dalla Relazione Geotecnica:

- | | |
|---|--|
| $\gamma_{t,dry} = 19.00 \text{ kN/m}^3$ | Peso specifico del terreno naturale secco; |
| $\gamma_{t,sat} = 21.00 \text{ kN/m}^3$ | Peso specifico del terreno naturale saturo di acqua; |
| $\phi = 30.0^\circ$ | Angolo d'attrito <i>caratteristico</i> del terreno naturale; |
| $\varepsilon = 20.0^\circ$ | Angolo d'attrito terreno-fondazione ($2/3\phi$) |

4.2 Parametri sismici

- Vita nominale: 100 anni
- Classe d'uso: IV \Rightarrow CU = 2.0

<p>CONSORZIO COSTRUTTORI TEEM</p> 	<p>Doc. N. B10761_E_B_AB8_MAXXX_0_ON_RC_00 1_A.doc</p>	<p>CODIFICA DOCUMENTO B10761_E_B_AB8_MAXXX_0_ON_RC_001</p>	<p>REV. A</p>	<p>FOGLIO 13 di 49</p>
---	--	--	-------------------	----------------------------

- Probabilità di superamento 'PVR' per lo Stato SLV : 10%
- Periodo di Ritorno 'TR' = - VR / ln(1-PVR) = 1898 anni
- a_g : 0.121 (accelerazione orizzontale massima al suolo)
- $F_0 = 2.53$ (valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale)
- $T_C^* = 0.297$ s (periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale)
- Tipo di Suolo (vedi Relazione Sismica) : 'C' \Rightarrow S = 1.5

Si è prudenzialmente assunto il massimo valore di a_g presente nella tratta in cui risiedono i manufatti oggetto di progettazione.

Per quanto riguarda il muro di sostegno, il calcolo delle sollecitazioni in sisma viene condotto con riferimento al par. 7.11.6.2.1 del D.M. 14.01.2008 e al par. C7.11.6.2 della Circolare esplicativa.

Si considerano i seguenti parametri sismici:

$a = 0.121g$ (accelerazione orizzontale massima attesa su sito rigido di riferimento) ;

$S = 1.5$ (coefficiente d'amplificazione) ;

$a_{max} = 1.5 * 0.121g = 0.1815g$

$\beta_m = 0.24$ (suolo tipo C , si veda la tabella 7.11.II del par.7.11.6.2.1 del D.M. 14.01.2008) ;

da cui:

$k_h = \beta_m * a_{max} / g = 0.04356$

$k_v = \pm 0.5 * k_h = 0.02178$

Nella valutazione del coefficiente di spinta attiva in sisma si considera quindi, oltre ai parametri

sopra riportati, il parametro: $\tan \theta = \frac{k_h}{1 \mp k_v}$

	Doc. N.	CODIFICA DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	B10761_E_B_AB8_MAXXX_0_ON_RC_00 1_A.doc	B10761_E_B_AB8_MAXXX_0_ON_RC_001	A	14 di 49

4.3 Materiali e Tassi di lavoro ammissibili

Calcestruzzo C 28/35 per fondazioni ed elevazioni

Resistenza caratteristica a compressione a 28 giorni:

$$R_{ck} \geq 35 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ck} \cong 0.83 R_{ck} = 28 \text{ N/mm}^2$$

Classe di esposizione: XC3 (da cui condizioni ambientali ordinarie: condizioni ambientali ai fini delle verifiche allo stato limite di fessurazione ai sensi del D.M. 2008 par. 4.1.2.2.4.3)

Le verifiche a fessurazione riportate nei seguenti paragrafi vengono condotte considerando una condizione ambientale ordinaria.

Si controlla pertanto:

azioni quasi permanenti:

$$w_{fess} \leq w_1 = 0.3 \text{ mm (armatura poco sensibile) ;}$$

azioni frequenti:

$$w_{fess} \leq w_2 = 0.4 \text{ mm (armatura poco sensibile) ;}$$

Stato Limite Ultimo

$$\gamma_c = 1.5$$

(coefficiente di sicurezza)

$$\alpha_{cc} = 0.85$$

(coeff. riduttivo per resistenze di lunga durata)

$$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 0.85 * 28 / 1.5 = 15.87 \text{ N/mm}^2$$

(resistenza di calcolo a compressione)

$$f_{ctm} = 0.30 * f_{ck}^{2/3} = 2.77 \text{ N/mm}^2$$

(resistenza media a trazione)

$$f_{ctk(0.05)} = 0.7 * f_{ctm} = 1.94 \text{ N/mm}^2$$

(resistenza caratteristica a trazione: frattile 5%)

$$f_{ctd} = f_{ctk(0.05)} / \gamma_c = 1.29 \text{ N/mm}^2$$

(resistenza a trazione di calcolo)

Stato Limite di Esercizio

Combinazione di carico	Tensione ammissibile nel calcestruzzo
Rara	$0.6 * f_{ck} = 16.80$
Quasi permanente	$0.45 * f_{ck} = 12.60$

<p>CONSORZIO COSTRUTTORI TEEM</p> 	<p>Doc. N. B10761_E_B_AB8_MAXXX_0_ON_RC_00 1_A.doc</p>	<p>CODIFICA DOCUMENTO B10761_E_B_AB8_MAXXX_0_ON_RC_001</p>	<p>REV. A</p>	<p>FOGLIO 15 di 49</p>
---	--	--	-------------------	----------------------------

Acciaio in tondi ad aderenza migliorata

Si prevede l'impiego di acciaio tipo B450C adottando un copriferro sui ferri più esterni (spille o staffe) di 40 mm.

Stato Limite Ultimo

$\gamma_s = 1.15$ (coefficiente di sicurezza)
 $f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$ (resistenza a trazione caratteristica)
 $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391.3 \text{ N/mm}^2$ (resistenza a trazione di calcolo)

Stato Limite di Esercizio

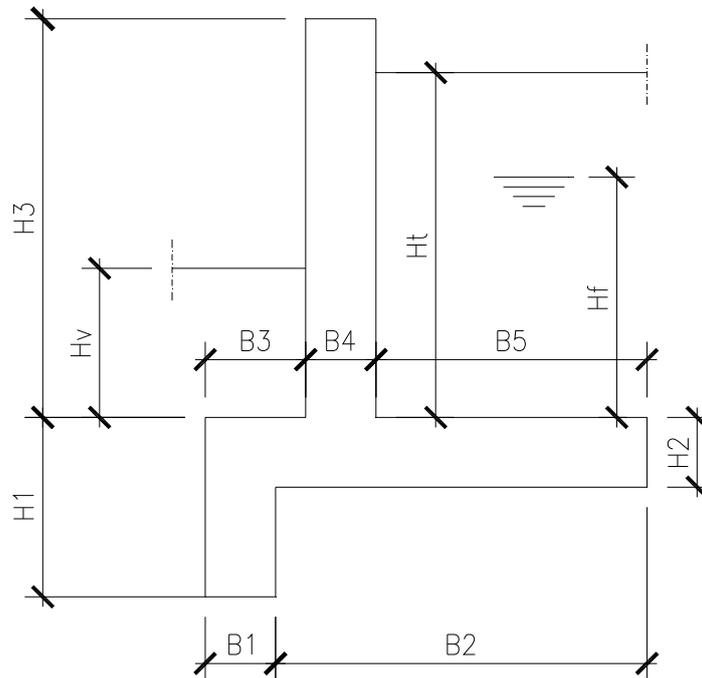
$\sigma_s \leq 0,8 f_{yk} = 360 \text{ N/mm}^2$ (con condizione di carico rara)



5 CALCOLO DEL MURO DI SOSTEGNO

Nel presente paragrafo si riporta il calcolo e la verifica del muro di testata del tombino circolare. Si studia un caso tipologico considerando prudenzialmente l'altezza del terreno a tergo del muro pari all'altezza della parete del muro stesso.

Si considera una striscia di muro profonda 1 m.



Con riferimento alla figura di cui sopra, il muro in oggetto presenta le seguenti grandezze geometriche:

$$B1 = 0.30 \text{ m}$$

$$H1 = 0.90 \text{ m}$$

$$B2 = 1.90 \text{ m}$$

$$H2 = 0.30 \text{ m}$$

$$B3 = 0.50 \text{ m}$$

$$H3 = 1.90 \text{ m}$$

$$B4 = 0.30 \text{ m}$$

$$B5 = 1.40 \text{ m}$$

$$Ht = \mathbf{1.90 \text{ m}}$$

$$Hv = \text{var.}$$

$$Hf = \mathbf{1.50 \text{ m}}$$
 (si assume prudenzialmente la falda alla massima quota del piano campagna)

<p>CONSORZIO COSTRUTTORI TEEM</p> 	<p>Doc. N. B10761_E_B_AB8_MAXXX_0_ON_RC_00 1_A.doc</p>	<p>CODIFICA DOCUMENTO B10761_E_B_AB8_MAXXX_0_ON_RC_001</p>	<p>REV. A</p>	<p>FOGLIO 17 di 49</p>
---	--	--	-------------------	----------------------------

5.1 Sollecitazioni a base muro

Si calcolano nel seguito le sollecitazioni agenti alla base del muro di sostegno (si considera una striscia di muro profonda 1 m):

Sollecitazioni a base muro – Combinazioni SLE e SLU – STR A1

Load 1: carichi permanenti strutturali G1

$$N_{G1} = 1.90 \cdot 0.30 \cdot 25 = 14.25 \text{ kN/m (compressione)}$$

Load 2: spinta del terreno a monte $S_{t,m}$

$$\phi = 30^\circ \text{ (angolo d'attrito interno)}$$

$$k_a = 0.333 \text{ (coefficiente di spinta attiva)}$$

$$p1 = k_a \cdot \gamma_d \cdot (h_t - h_f) = 0.333 \cdot 19 \cdot 0.4 = 2.53 \text{ kN/m}^2$$

$$S1 = p1 \cdot (h_t - h_f) \cdot 0.5 = 0.51 \text{ kN/m}$$

$$Y_{s1} = 1.63 \text{ m (braccio di leva S1)}$$

$$p2 = p1 + k_a \cdot (\gamma_s - \gamma_w) \cdot (h_f) + \gamma_w \cdot (h_f) = 2.53 + 0.333 \cdot (21 - 10) \cdot (1.50) + 10 \cdot (1.50) = 23.02 \text{ kN/m}^2$$

$$S2 = 0.5 \cdot (p1 + p2) \cdot (h_f) = 19.16 \text{ kN/m}$$

$$Y_{s2} = 0.55 \text{ m (braccio di leva S2)}$$

$$S_{t,m} = S1 + S2 = 19.67 \text{ kN/m}$$

$$Y_t = 0.58 \text{ m (braccio di leva forza } S_{t,m})$$

$$M_{t,m \text{ base}} = S_{t,m} \cdot Y_t = 11.4 \text{ kN.m/m}$$

Load 3: spinta del terreno a monte $S_{t,mq}$ da sovraccarico $q=20 \text{ kN/m}^2$

$$S_{t,mq} = q \cdot k_a \cdot h_t = 12.65 \text{ kN/m}$$

$$M_{t,mq \text{ base}} = S_{t,mq} \cdot h_t / 2 = 12.02 \text{ kN.m/m}$$

Le sollecitazioni agenti nella sezione di base valgono:

SLE (azioni rare)

$$N = 14.25 \text{ kN/m (compressione)}$$

$$M = 23.42 \text{ kN.m/m}$$

$$V = 32.32 \text{ kN/m}$$

SLU – STR A1

$$N = 14.25 \text{ kN/m (compressione)}$$

$$M = 1.3 \cdot 11.4 + 1.5 \cdot 12.02 = 32.85 \text{ kN.m/m}$$

 <p>CONSORZIO COSTRUTTORI TEEM</p>	<p>Doc. N. B10761_E_B_AB8_MAXXX_0_ON_RC_00 1_A.doc</p>	<p>CODIFICA DOCUMENTO B10761_E_B_AB8_MAXXX_0_ON_RC_001</p>	<p>REV. A</p>	<p>FOGLIO 18 di 49</p>
---	--	--	-------------------	----------------------------

$$V = 1.3 * 19.67 + 1.5 * 12.65 = 44.55 \text{ kN/m}$$

Sollecitazioni a base muro – Combinazione SISMA

Load 1: carichi permanenti strutturali G1

$$N_{G1} = 1.90 * 0.30 * 25 = 14.25 \text{ kN/m (compressione)}$$

Load 2: spinta del terreno a monte in sisma $S_{t,m}$ sisma

$$\phi = 30^\circ \text{ (angolo d'attrito interno)}$$

$$k_h = 0.04356 \text{ (vedi par. 4.3)}$$

$$k_v = 0.02178 \text{ (vedi par. 4.3)}$$

$$\theta = 2.55^\circ \text{ (vedi par. 4.3)}$$

$$K = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \sin^2 \psi \sin(\psi - \theta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta - \theta)}{\sin(\psi - \theta - \delta) \sin(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

$$k_{a, \text{sis}} = 0.36 \text{ (coefficiente di spinta attiva in sisma)}$$

$$p1 = k_{a, \text{sis}} * \gamma_d * (1 + k_v) * (h_t - h_f) = 0.36 * 19 * (1 + 0.02178) * 0.4 = 2.80 \text{ kN/m}^2$$

$$S1 = p1 * (h_t - h_f) * 0.5 = 0.56 \text{ kN/m}$$

$$Y_{s1} = 1.63 \text{ m (braccio di leva S1)}$$

$$p2 = p1 + k_{a, \text{sis}} * (\gamma_s - \gamma_w) * (1 + k_v) * (h_f) + \gamma_w * (1 + k_v) * (h_f) = 2.80 + 0.36 * (21 - 10) * (1 + 0.02178) * (1.50) + 10 * (1 + 0.02178) * (1.50) = 24.20 \text{ kN/m}^2$$

$$S2 = 0.5 * (p1 + p2) * (h_f) = 20.25 \text{ kN/m}$$

$$Y_{s2} = 0.55 \text{ m (braccio di leva S2)}$$

$$S_{t,m, \text{sis}} = S1 + S2 = 20.81 \text{ kN/m}$$

$$Y_t = 0.58 \text{ m (braccio di leva forza } S_{t,m})$$

$$M_{t,m \text{ base, sis}} = S_{t,m, \text{sis}} * Y_t = 12.05 \text{ kN.m/m}$$

Load 3: spinta del terreno a monte $S_{t,mq, \text{sis}}$ in sisma da sovraccarico $q = 20 \text{ kN/m}^2$

$$S_{t,mq, \text{sis}} = q * k_{a, \text{sis}} * h_t = 13.68 \text{ kN/m}$$

$$M_{t,mq \text{ base, sis}} = S_{t,mq, \text{sis}} * h_t / 2 = 13 \text{ kN.m/m}$$

Load 4: oscillazione delle masse strutturali

$$H_G = N_G * a_{\text{max}} = 1.90 * 0.30 * 25 * 0.1815 = 2.59 \text{ kN/m (diretta da monte verso valle)}$$

$$M_{G, \text{base}} = H_G * y_G = 2.59 * 1.90 / 2 = 2.46 \text{ kN.m/m}$$

	Doc. N.	CODIFICA DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	B10761_E_B_AB8_MAXXX_0_ON_RC_00 1_A.doc	B10761_E_B_AB8_MAXXX_0_ON_RC_001	A	19 di 49

Load 5: oscillazione del terreno a monte

$$H_T = N_T \cdot a_{\max} = 1.40 \cdot 1.90 \cdot 21 \cdot 0.1815 = 10.14 \text{ kN/m (diretta da monte verso valle)}$$

$$M_{T, \text{base}} = H_T \cdot y_T = 10.14 \cdot 1.90 / 2 = 9.63 \text{ kN.m/m}$$

Le sollecitazioni agenti nella sezione di base valgono:

SLU – SISMA

$$N = 14.25 \text{ kN/m (compressione)}$$

$$M = 12.05 + 0.3 \cdot 13 + 2.46 + 9.63 = 28.04 \text{ kN.m/m}$$

$$V = 20.81 + 0.3 \cdot 13.68 + 2.59 + 10.14 = 37.64 \text{ kN/m}$$

5.2 Verifiche a pressoflessione

L'armatura del muro di sostegno è composta da:

armatura lato terrapieno

φ14/20 a 6.9 cm da filo interno muro ;

armatura lato canale

φ12/20 a 6.8 cm da filo esterno muro ;

METODO DELLE TENSIONI AMMISSIBILI – VERIFICA DELLA SEZIONE

Sezione descritta con il metodo dei trapezi elementari

1 Trapezi elementari - 3 Parametri geometrici -
Unita` di misura:(cm) - Elenco dei parametri ad iniziare dall'estradosso

b1 100.0
h2 30.0 b3 100.0

Descrizione dell'armatura normale

5 ø14 mm posizionati a 6.9 cm da intradosso
5 ø12 mm posizionati a 23.2 cm da intradosso

Area armatura normale = 13.4 (cm²) a 13.8 cm da intrad.

Convenzioni di segno

Sono positive le trazioni
Sono positivi i momenti che tendono l'intradosso sezione

Coefficiente d'omogeneizzazione dell'armatura =15

SLE RARE

Momento = 23.4 (KN.m)
Sforzo normale = -14.3 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -3.58 (N/mm²)
Trazione massima nell'acciaio = 134.03 (N/mm²)
Distanza asse neutro da lembo compresso = 6.6 (cm)

	Doc. N.	CODIFICA DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	B10761_E_B_AB8_MAXXX_0_ON_RC_00 1_A.doc	B10761_E_B_AB8_MAXXX_0_ON_RC_001	A	20 di 49

Braccio di leva interno = 20.6 (cm)

SLU SISMA

Momento = 28.0 (KN.m)
Sforzo normale = -14.3 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -4.30 (N/mm²)
Trazione massima nell'acciaio = **162.37** (N/mm²)
Distanza asse neutro da lembo compresso = 6.6 (cm)
Braccio di leva interno = 20.6 (cm)

METODO SEMIPROBABILISTICO - VERIFICA A ROTTURA

Caratteristiche Fisico-Elastiche dei materiali

Modulo Elastico acciaio normale = 210000.0 (N/mm²)
Modulo Elastico calcestruzzo = 33674.9 (N/mm²)
Resistenza cubica del calcestruzzo: R_{ck} = 35.00 (N/mm²)
Soglia di snervamento acciaio normale: F_{yk} = 450.00 (N/mm²)

Ipotesi di calcolo

Legge costitutiva del calcestruzzo : Parabola Rettangolo
Accorciamento ultimo a flessione = 0.3500 %
Accorciamento ultimo a compress. = 0.2000 %
Legge costitutiva dell'acciaio normale : Bilineare
Allungamento ultimo acciaio normale = 1.000 %
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo : γ_c = 1.500
Coefficiente di sicurezza acciaio : γ_s = 1.150
Termine di lunga durata : F_1 = 0.850
Rapporto R_{cyl}/R_{cubo} : F_2 = 0.800
Resistenza di progetto calcestruzzo : $F_1 \cdot F_2 \cdot R_{cubo} / \gamma_c$ = 0.45 R_{cubo}
Resistenza di progetto dell'acciaio : $F_{sd} = F_{yk} / \gamma_s$ = 0.87 F_{yk}

Resistenze di progetto

Calcestruzzo = 15.87 (N/mm²)
Acciaio normale = 391.30 (N/mm²)

Convenzioni di segno

Sono positive le trazioni
Sono positivi i momenti che tendono l'intradosso sezione

SLU - STRA1

Momento di Progetto M_d = 32.9 (KN.m)
Sforzo di Progetto N_d = -14.3 (KN)
Distanza asse neutro da lembo compresso = 4.3 (cm)
Momento di Rottura M_r = 74.8 (KN.m)
Sforzo di Rottura N_r = -14.2 (KN)
Rottura nel Dominio 2
Rapporto M_r/M_d = **2.279**

SLU - SISMA

Momento di Progetto M_d = 28.0 (KN.m)
Sforzo di Progetto N_d = -14.3 (KN)
Distanza asse neutro da lembo compresso = 4.3 (cm)
Momento di Rottura M_r = 74.8 (KN.m)
Sforzo di Rottura N_r = -14.2 (KN)
Rottura nel Dominio 2
Rapporto M_r/M_d = **2.669**

	Doc. N.	CODIFICA DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	B10761_E_B_AB8_MAXXX_0_ON_RC_00 1_A.doc	B10761_E_B_AB8_MAXXX_0_ON_RC_001	A	21 di 49

Verifica a fessurazione (par. 4.1.2.2.4.1 NTC 2008)

Si procede al calcolo del momento di formazione della fessura:

$$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 2.77 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{resistenza media a trazione})$$

$$\sigma_t = f_{ctm} / 1.2 = 2.31 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{tensione corrispondente al momento di formazione della fessura})$$

$$\chi = N/M = -0.000608 \text{ 1/mm} \quad (\text{rapporto tra azione assiale e momento flettente; } \underline{N} \text{ negativo se di compressione, } \underline{M} \text{ in modulo})$$

$$A_{omog} = 318693 \text{ mm}^2 \quad (\text{area della sezione omogeneizzata})$$

$$W_{omog} = 15899550 \text{ mm}^3 \quad (\text{modulo di resistenza della sezione omogeneizzata})$$

Il momento di formazione della fessura è pari a:

$$M_{fess} = \text{segno}(M_d) \cdot \sigma_t \cdot \left(\frac{\chi}{A_{omog}} + \frac{1}{W_{omog}} \right)^{-1} = 37 \text{ kN.m} > M_d = 23.42 \text{ kN.m}$$

Il momento di formazione della fessura è superiore al momento di progetto di cui alla combinazione SLE - Rare.

5.3 Verifica a taglio

La sezione maggiormente sollecitata a taglio è posta alla base del muro di sostegno ed è interessata da uno sforzo di taglio unitario (striscia di muro profonda 1.0 m) allo SLU-STR A1 pari a:

$$V = 44.55 \text{ kN}$$

Resistenza a taglio dell'elemento privo di armature (par. 4.1.2.1.3.1 NTC 2008):

$$V_{Rd} = [0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

In cui :

$$f_{ck} = \text{resistenza caratteristica cilindrica} = 28 \text{ Mpa}$$

$$\gamma_c = 1.5$$

$$b_w = \text{larghezza sezione} = 1000 \text{ mm}$$

$$d = \text{altezza utile della sezione} = 231 \text{ mm}$$

$$A_{sl} = \text{area armatura longitudinale tesa} = 769 \text{ mm}^2$$

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} = 1.93 \quad (\leq 2)$$

$$\rho_1 = A_{sl} / (b_w \cdot d) = \text{rapporto geom. di armatura longitudinale} = 0.0033 \quad (\leq 0.02)$$

$$\sigma_{cp} = N_{ed}/A_c = \text{tensione media di compressione} = 0.047 \text{ Mpa} \quad (\leq 0.2 f_{ck} / \gamma_c)$$

$$v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0.49$$

<i>CONSORZIO COSTRUTTORI TEEM</i> 	Doc. N. B10761_E_B_AB8_MAXXX_0_ON_RC_00 1_A.doc	CODIFICA DOCUMENTO B10761_E_B_AB8_MAXXX_0_ON_RC_001	REV. A	FOGLIO 22 di 49
--	---	--	-----------	--------------------

sollecitazioni di progetto:

$$V_{ed} = 44.55 \text{ kN/m}$$

$$N_{ed} = 14.25 \text{ kN/m}$$

Risulta in base alle formule precedenti: $V_{Rd} = 115 \text{ kN} > V_{ed} = 44.55 \text{ kN}$

	Doc. N.	CODIFICA DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	B10761_E_B_AB8_MAXXX_0_ON_RC_00 1_A.doc	B10761_E_B_AB8_MAXXX_0_ON_RC_001	A	23 di 49

6 SOLLECITAZIONI AGENTI A INTRADOSSO FONDAZIONE E PRESSIONI SUL TERRENO

Nel presente paragrafo si calcolano le sollecitazioni agenti ad intradosso fondazione e le pressioni agenti sul terreno.

Oltre alle combinazioni di carico SLU-STR e SLU-SISMA si considera la combinazione SLU-GEO.

Si osservi che nella combinazione di carico GEO si varia il valore dell'angolo d'attrito interno del terreno, in particolare il valore della tangente dell'angolo d'attrito viene diviso per 1.25 (si veda la tabella 6.2.II del par. 6.2.3.1.2 del D.M. 14.01.2008) ottenendo:

$$\tan(\phi=30^\circ)/1.25 = 0.46188$$

da cui:

$$\phi_{\text{GEO}} = \arctan 0.46188 = 24.79^\circ$$

$$K_{a,\text{GEO}} = 0.409$$

Combinazione SLU STR (A1+M1+R1)

Si calcolano le sollecitazioni agenti ad intradosso fondazione.

Si considera una striscia di muro profonda 1 m.

Load 1: carichi permanenti strutturali G

$$N_{G1} = 25 \cdot 0.30 \cdot 1.90 = 14.25 \text{ kN/m (peso del muro di sostegno)}$$

$$X_{G1} = 0.65 \text{ m (ubicazione forza da spigolo anteriore fondazione)}$$

$$N_{G2} = 25 \cdot 0.30 \cdot 2.20 = 16.5 \text{ kN/m (peso del plinto di fondazione)}$$

$$X_{G2} = 1.10 \text{ m (ubicazione forza da spigolo anteriore fondazione)}$$

Load 2a: peso del terreno di monte T

$$N_{T1} = 19 \cdot 0.40 \cdot 1.40 + 21 \cdot 1.50 \cdot 1.40 = 54.74 \text{ kN/m (peso terreno a monte)}$$

$$X_{T1} = 1.50 \text{ m (ubicazione forza da spigolo anteriore fondazione)}$$

Load 2b: spinta del terreno a monte

$$p1 = k_a \cdot \gamma_d \cdot (h_t - h_f) = 0.333 \cdot 19 \cdot 0.4 = 2.53 \text{ kN/m}^2$$

$$S1 = p1 \cdot (h_t - h_f) \cdot 0.5 = 0.51 \text{ kN/m}$$

$$Y_{s1} = 1.93 \text{ m (ubicazione forza da spigolo anteriore fondazione)}$$

$$p2 = p1 + k_a \cdot (\gamma_s - \gamma_w) \cdot (h_f + h_2) + \gamma_w \cdot (h_f + h_2) = 2.53 + 0.333 \cdot (21 - 10) \cdot (1.50 + 0.30) + 10 \cdot (1.50 + 0.30) = 27.12 \text{ kN/m}^2$$

$$S2 = 0.5 \cdot (p1 + p2) \cdot (h_f + h_2) = 26.69 \text{ kN/m}$$

	Doc. N.	CODIFICA DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	B10761_E_B_AB8_MAXXX_0_ON_RC_00 1_A.doc	B10761_E_B_AB8_MAXXX_0_ON_RC_001	A	24 di 49

$Y_{s2} = 0.65$ m (ubicazione forza da spigolo anteriore fondazione)

$$S = S1 + S2 = 27.2 \text{ kN/m}$$

$Y_t = 0.67$ m (ubicazione forza da spigolo anteriore fondazione)

Load 3: spinta del terreno a monte da sovraccarico ($q=20 \text{ kN/m}^2$)

$$S_q = q \cdot k_a \cdot (h_t + h_2) = 20 \cdot 0.333 \cdot (2.20) = 14.65 \text{ kN/m}$$

$Y_q = 1.10$ m (ubicazione forza da spigolo anteriore fondazione)

Risulta:

$$N_{\text{tot}} = 1.3 \cdot (14.25 + 16.5 + 54.74) = 111.14 \text{ kN/m}$$

$$M_{\text{tot}} = 1.3 \cdot (14.25 \cdot 0.65 + 16.5 \cdot 1.10 + 54.74 \cdot 1.50) - 1.3 \cdot 27.2 \cdot 0.67 - 1.5 \cdot 14.65 \cdot 1.10 \\ = 94.52 \text{ kN.m/m}$$

La risultante delle forze verticali è applicata ad una distanza u dal bordo del plinto di fondazione pari a:

$$u = M_{\text{tot}} / N_{\text{tot}} = 0.85 \text{ m}$$

$e = (2.20/2) - 0.85 = 0.25$ m (eccentricità risultante forze verticali rispetto al baricentro della fondazione)

$$N_{\text{tot}} = 111.14 \text{ kN/m}$$

$$M_{\text{ecc}} = 111.14 \cdot (0.25) = 27.74 \text{ kN.m/m (momento da eccentricità risultante forze verticali)}$$

Si calcola di seguito la pressione agente sul terreno calcolata con l'approccio elastico.

In particolare (si considera sempre una striscia profonda 1 m):

calcolo elastico

$$\sigma_{t,\text{max}} = N/A + M/W$$

$$\sigma_{t,\text{min}} = N/A - M/W$$

dove:

N = risultante delle forze verticali applicata nel baricentro della fondazione ;

M = momento flettente risultante ;

$A = b \cdot 1 \text{ m}^2$ (area della striscia profonda 1 m)

$W = b^2 \cdot 1/6 \text{ m}^3$ (momento resistente della striscia profonda 1 m)

$b = 2.20$ m (larghezza della fondazione)

N (kN/m)	M (kN.m/m)	e (m)	$\sigma_{t,\text{max}}$ (daN/cm ²)	$\sigma_{t,\text{min}}$ (daN/cm ²)
111.14	27.74	0.25	0.85	0.16

	Doc. N.	CODIFICA DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	B10761_E_B_AB8_MAXXX_0_ON_RC_00 1_A.doc	B10761_E_B_AB8_MAXXX_0_ON_RC_001	A	25 di 49

Combinazione SLU GEO (A2+M2+R2)

Load 1: carichi permanenti strutturali G

$$N_{G1} = 25 \cdot 0.30 \cdot 1.90 = 14.25 \text{ kN/m (peso del muro di sostegno)}$$

$$X_{G1} = 0.65 \text{ m (ubicazione forza da spigolo anteriore fondazione)}$$

$$N_{G2} = 25 \cdot 0.30 \cdot 2.20 = 16.5 \text{ kN/m (peso del plinto di fondazione)}$$

$$X_{G2} = 1.10 \text{ m (ubicazione forza da spigolo anteriore fondazione)}$$

Load 2a: peso del terreno di monte T

$$N_{T1} = 19 \cdot 0.40 \cdot 1.40 + 21 \cdot 1.50 \cdot 1.40 = 54.74 \text{ kN/m (peso terreno a monte)}$$

$$X_{T1} = 1.50 \text{ m (ubicazione forza da spigolo anteriore fondazione)}$$

Load 2b: spinta del terreno a monte

$$p1 = k_a \cdot \gamma_d \cdot (h_t - h_f) = 0.409 \cdot 19 \cdot 0.4 = 3.11 \text{ kN/m}^2$$

$$S1 = p1 \cdot (h_t - h_f) \cdot 0.5 = 0.62 \text{ kN/m}$$

$$Y_{s1} = 1.93 \text{ m (ubicazione forza da spigolo anteriore fondazione)}$$

$$p2 = p1 + k_a \cdot (\gamma_s - \gamma_w) \cdot (h_f + h_2) + \gamma_w \cdot (h_f + h_2) = 3.11 + 0.409 \cdot (21 - 10) \cdot (1.50 + 0.30) + 10 \cdot (1.50 + 0.30) = 29.21 \text{ kN/m}^2$$

$$S2 = 0.5 \cdot (p1 + p2) \cdot (h_f + h_2) = 29.09 \text{ kN/m}$$

$$Y_{s2} = 0.66 \text{ m (ubicazione forza da spigolo anteriore fondazione)}$$

$$S = S1 + S2 = 29.71 \text{ kN/m}$$

$$Y_t = 0.69 \text{ m (ubicazione forza da spigolo anteriore fondazione)}$$

Load 3: spinta del terreno a monte da sovraccarico ($q=20 \text{ kN/m}^2$)

$$S_q = q \cdot k_a \cdot (h_t + h_2) = 20 \cdot 0.409 \cdot (2.20) = 18.00 \text{ kN/m}$$

$$Y_q = 1.10 \text{ m (ubicazione forza da spigolo anteriore fondazione)}$$

Risulta:

$$N_{tot} = 1.0 \cdot (14.25 + 16.5 + 54.74) = 85.49 \text{ kN/m}$$

$$M_{tot} = 1.0 \cdot (14.25 \cdot 0.65 + 16.5 \cdot 1.10 + 54.74 \cdot 1.50) - 1.0 \cdot 29.71 \cdot 0.69 - 1.3 \cdot 18.00 \cdot 1.10 = 63.28 \text{ kN.m/m}$$

La risultante delle forze verticali è applicata ad una distanza u dal bordo del plinto di fondazione pari a:

$$u = M_{tot} / N_{tot} = 0.74 \text{ m}$$

	Doc. N.	CODIFICA DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	B10761_E_B_AB8_MAXXX_0_ON_RC_00 1_A.doc	B10761_E_B_AB8_MAXXX_0_ON_RC_001	A	26 di 49

$e = (2.20/2) - 0.74 = 0.36$ m (eccentricità risultante forze verticali rispetto al baricentro della fondazione)

$$N_{\text{tot}} = 85.49 \text{ kN/m}$$

$$M_{\text{ecc}} = 85.49 \cdot (0.36) = 30.76 \text{ kN.m/m}$$
 (momento da eccentricità risultante forze verticali)

Si calcola di seguito la pressione agente sul terreno calcolata con l'approccio elastico.

In particolare (si considera sempre una striscia profonda 1 m):

calcolo elastico

$$\sigma_{t,\text{max}} = N/A + M/W$$

$$\sigma_{t,\text{min}} = N/A - M/W$$

dove:

N = risultante delle forze verticali applicata nel baricentro della fondazione ;

M = momento flettente risultante ;

A = $b \cdot 1 \text{ m}^2$ (area della striscia profonda 1 m)

W = $b^2 \cdot 1/6 \text{ m}^3$ (momento resistente della striscia profonda 1 m)

b = 2.20 m (larghezza della fondazione)

N (kN/m)	M (kN.m/m)	e (m)	$\sigma_{t,\text{max}}$ (daN/cm ²)	$\sigma_{t,\text{min}}$ (daN/cm ²)
85.49	30.76	0.36	0.77	0.007

<p>CONSORZIO COSTRUTTORI TEEM</p> 	<p>Doc. N. B10761_E_B_AB8_MAXXX_0_ON_RC_00 1_A.doc</p>	<p>CODIFICA DOCUMENTO B10761_E_B_AB8_MAXXX_0_ON_RC_001</p>	<p>REV. A</p>	<p>FOGLIO 27 di 49</p>
---	--	--	-------------------	----------------------------

Combinazione SLU SISMA

Load 1: carichi permanenti strutturali G

$$N_{G1} = 25 \cdot 0.30 \cdot 1.90 = 14.25 \text{ kN/m (peso del muro di sostegno)}$$

$$X_{G1} = 0.65 \text{ m (ubicazione forza da spigolo anteriore fondazione)}$$

$$N_{G2} = 25 \cdot 0.30 \cdot 2.20 = 16.5 \text{ kN/m (peso del plinto di fondazione)}$$

$$X_{G2} = 1.10 \text{ m (ubicazione forza da spigolo anteriore fondazione)}$$

Load 2a: peso del terreno di monte T

$$N_{T1} = 19 \cdot 0.40 \cdot 1.40 + 21 \cdot 1.50 \cdot 1.40 = 54.74 \text{ kN/m (peso terreno a monte)}$$

$$X_{T1} = 1.50 \text{ m (ubicazione forza da spigolo anteriore fondazione)}$$

Load 2b: spinta del terreno a monte in sisma

$$\phi = 30^\circ \text{ (angolo d'attrito interno)}$$

$$k_h = 0.04356 \text{ (vedi par. 4.3)}$$

$$k_v = 0.02178 \text{ (vedi par. 4.3)}$$

$$\theta = 2.55^\circ \text{ (vedi par. 4.3)}$$

$$K = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \sin^2 \psi \sin(\psi - \theta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta - \theta)}{\sin(\psi - \theta - \delta) \sin(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

$$k_{a, \text{sis}} = 0.36 \text{ (coefficiente di spinta attiva in sisma)}$$

$$p1 = k_{a, \text{sis}} \cdot \gamma_d \cdot (1 + k_v) \cdot (h_t - h_f) = 0.36 \cdot 19 \cdot (1 + 0.02178) \cdot 0.4 = 2.80 \text{ kN/m}^2$$

$$S1 = p1 \cdot (h_t - h_f) \cdot 0.5 = 0.56 \text{ kN/m}$$

$$Y_{s1} = 1.93 \text{ m (ubicazione forza da spigolo anteriore fondazione)}$$

$$p2 = p1 + k_{a, \text{sis}} \cdot (\gamma_s - \gamma_w) \cdot (1 + k_v) \cdot (h_f + h_2) + \gamma_w \cdot (1 + k_v) \cdot (h_f + h_2) = 2.80 + 0.36 \cdot (21 - 10) \cdot (1 + 0.02178) \cdot (1.50 + 0.30) + 10 \cdot (1 + 0.02178) \cdot (1.50 + 0.30) = 28.47 \text{ kN/m}^2$$

$$S2 = 0.5 \cdot (p1 + p2) \cdot (h_f + h_2) = 28.15 \text{ kN/m}$$

$$Y_{s2} = 0.65 \text{ m (ubicazione forza da spigolo anteriore fondazione)}$$

$$S = S1 + S2 = 28.71 \text{ kN/m}$$

$$Y_t = 0.67 \text{ m (ubicazione forza da spigolo anteriore fondazione)}$$

Load 3: spinta del terreno a monte in sisma da sovraccarico ($q = 20 \text{ kN/m}^2$)

$$S_{q, \text{sis}} = q \cdot k_{a, \text{sis}} \cdot (h_t + h_2) = 20 \cdot 0.36 \cdot (2.20) = 15.84 \text{ kN/m}$$

$$Y_q = 1.10 \text{ m (ubicazione forza da spigolo anteriore fondazione)}$$

	Doc. N.	CODIFICA DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	B10761_E_B_AB8_MAXXX_0_ON_RC_00 1_A.doc	B10761_E_B_AB8_MAXXX_0_ON_RC_001	A	28 di 49

Load 4: oscillazione delle masse strutturali

$$H_G = N_G \cdot a_{\max} = 1.90 \cdot 0.30 \cdot 25 \cdot 0.1815 = 2.59 \text{ kN/m (diretta da monte verso valle)}$$

$$Y_G = 1.25 \text{ m (ubicazione forza da spigolo anteriore fondazione)}$$

Load 5: oscillazione del terreno a monte

$$H_T = N_T \cdot a_{\max} = 1.40 \cdot 1.9 \cdot 21 \cdot 0.1815 = 10.14 \text{ kN/m (diretta da monte verso valle)}$$

$$Y_T = 1.25 \text{ m (ubicazione forza da spigolo anteriore fondazione)}$$

Risulta:

$$N_{\text{tot}} = 1.0 \cdot (14.25 + 16.5 + 54.74) = 85.49 \text{ kN/m}$$

$$M_{\text{tot}} = 1.0 \cdot (14.25 \cdot 0.65 + 16.5 \cdot 1.10 + 54.74 \cdot 1.50) - 1.0 \cdot 28.71 \cdot 0.67 - 0.3 \cdot 15.84 \cdot 1.10 - 2.59 \cdot 1.25 - 10.14 \cdot 1.25 = 69.15 \text{ kN.m/m}$$

La risultante delle forze verticali è applicata ad una distanza u dal bordo del plinto di fondazione pari a:

$$u = M_{\text{tot}} / N_{\text{tot}} = 0.81 \text{ m}$$

$$e = (2.20/2) - 0.81 = 0.29 \text{ m (eccentricità risultante forze verticali rispetto al baricentro della fondazione)}$$

$$N_{\text{tot}} = 85.49 \text{ kN/m}$$

$$M_{\text{ecc}} = 85.49 \cdot (0.29) = 24.89 \text{ kN.m/m (momento da eccentricità risultante forze verticali)}$$

Si calcola di seguito la pressione agente sul terreno calcolata con l'approccio elastico.

In particolare (si considera sempre una striscia profonda 1 m):

calcolo elastico

$$\sigma_{t,\max} = N/A + M/W$$

$$\sigma_{t,\min} = N/A - M/W$$

dove:

N = risultante delle forze verticali applicata nel baricentro della fondazione ;

M = momento flettente risultante ;

$A = b \cdot 1 \text{ m}^2$ (area della striscia profonda 1 m)

$W = b^2 \cdot 1/6 \text{ m}^3$ (momento resistente della striscia profonda 1 m)

$b = 2.20 \text{ m}$ (larghezza della fondazione)

N (kN/m)	M (kN.m/m)	e (m)	$\sigma_{t,\max}$ (daN/cm ²)	$\sigma_{t,\min}$ (daN/cm ²)
85.49	24.89	0.29	0.70	0.08

<p>CONSORZIO COSTRUTTORI TEEM</p> 	<p>Doc. N. B10761_E_B_AB8_MAXXX_0_ON_RC_00 1_A.doc</p>	<p>CODIFICA DOCUMENTO B10761_E_B_AB8_MAXXX_0_ON_RC_001</p>	<p>REV. A</p>	<p>FOGLIO 29 di 49</p>
---	--	--	-------------------	----------------------------

7 VERIFICHE A RIBALTAMENTO

La verifica allo stato limite di ribaltamento viene affrontata, in accordo con quanto indicato al par. 6.5.3.1.1 del D.M. 14.01.2008, come uno stato limite di equilibrio del corpo rigido (SLU EQU). In particolare il contributo delle forze stabilizzanti viene moltiplicato, in accordo con quanto prescritto al par. 6.5.3.1.1 del D.M. 14.01.2008, per il coefficiente riduttivo 0.9 (si veda la tabella 6.2.I colonna EQU di cui al par. 6.2.3.1.1 del D.M.).

Combinazione SLU-EQU

I parametri geotecnici assunti per il calcolo della spinta del terreno a monte risultano pari a:

$$\phi_{M2} = 24.79^\circ \text{ (angolo d'attrito interno)}$$

$$k_{a,GEO} = 0.409 \text{ (coefficiente di spinta attiva)}$$

Si riportano nel seguito le forze stabilizzanti:

Load 1: carichi permanenti strutturali G

$$N_{G1} = 25 \cdot 0.30 \cdot 1.90 = 14.25 \text{ kN/m (peso del muro di sostegno)}$$

$$X_{G1} = 0.65 \text{ m (ubicazione forza da spigolo anteriore fondazione)}$$

$$N_{G2} = 25 \cdot 0.30 \cdot 2.20 = 16.5 \text{ kN/m (peso del plinto di fondazione)}$$

$$X_{G2} = 1.10 \text{ m (ubicazione forza da spigolo anteriore fondazione)}$$

Load 2a: peso del terreno T

$$N_{T1} = 19 \cdot 0.40 \cdot 1.40 + 21 \cdot 1.50 \cdot 1.40 = 54.74 \text{ kN/m (peso terreno a monte)}$$

$$X_{T1} = 1.50 \text{ m (ubicazione forza da spigolo anteriore fondazione)}$$

Si riportano nel seguito le forze ribaltanti:

Load 2b: spinta del terreno a monte

$$p1 = k_a \cdot \gamma_d \cdot (h_t - h_f) = 0.409 \cdot 19 \cdot 0.4 = 3.11 \text{ kN/m}^2$$

$$S1 = p1 \cdot (h_t - h_f) \cdot 0.5 = 0.62 \text{ kN/m}$$

$$Y_{s1} = 1.93 \text{ m (ubicazione forza da spigolo anteriore fondazione)}$$

$$p2 = p1 + k_a \cdot (\gamma_s - \gamma_w) \cdot (h_f + h_2) + \gamma_w \cdot (h_f + h_2) = 3.11 + 0.409 \cdot (21 - 10) \cdot (1.50 + 0.30) + 10 \cdot (1.50 + 0.30) = 29.21 \text{ kN/m}^2$$

$$S2 = 0.5 \cdot (p1 + p2) \cdot (h_f + h_2) = 29.09 \text{ kN/m}$$

$$Y_{s2} = 0.66 \text{ m (ubicazione forza da spigolo anteriore fondazione)}$$

$$S = S1 + S2 = 29.71 \text{ kN/m}$$

$$Y_t = 0.69 \text{ m (ubicazione forza da spigolo anteriore fondazione)}$$

	Doc. N.	CODIFICA DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	B10761_E_B_AB8_MAXXX_0_ON_RC_00 1_A.doc	B10761_E_B_AB8_MAXXX_0_ON_RC_001	A	30 di 49

Load 3: spinta del terreno a monte da sovraccarico ($q=20 \text{ kN/m}^2$)

$$S_q = q \cdot k_a \cdot (h_t + h_2) = 20 \cdot 0.409 \cdot (2.20) = 18.00 \text{ kN/m}$$

$$Y_q = 1.10 \text{ m (ubicazione forza da spigolo anteriore fondazione)}$$

Calcolo del momento stabilizzante rispetto al dente anteriore di intradosso fondazione.

$$M_{\text{stab}} = 0.9 \cdot (14.25 \cdot 0.65 + 16.5 \cdot 1.10 + 54.74 \cdot 1.50) = 98.57 \text{ kN.m/m}$$

Calcolo del momento ribaltante rispetto al dente anteriore di intradosso fondazione.

$$M_{\text{rib}} = 1.1 \cdot 29.71 \cdot 0.69 + 1.5 \cdot 18.00 \cdot 1.10 = 52.25 \text{ kN.m/m}$$

$$\eta = 98.57 / 52.25 = 1.88 \text{ (sicurezza al ribaltamento)}$$

Combinazione SLU-SISMA

I parametri geotecnici assunti per il calcolo della spinta del terreno a monte risultano pari a:

$$\phi_{M2} = 24.79^\circ \text{ (angolo d'attrito interno)}$$

$$\theta = 2.55^\circ$$

$$k_{a,\text{sis}} = 0.439 \text{ (coefficiente di spinta attiva)}$$

Si riportano nel seguito le forze stabilizzanti:

Load 1: carichi permanenti strutturali G

$$N_{G1} = 25 \cdot 0.30 \cdot 1.90 = 14.25 \text{ kN/m (peso del muro di sostegno)}$$

$$X_{G1} = 0.65 \text{ m (ubicazione forza da spigolo anteriore fondazione)}$$

$$N_{G2} = 25 \cdot 0.30 \cdot 2.20 = 16.5 \text{ kN/m (peso del plinto di fondazione)}$$

$$X_{G2} = 1.10 \text{ m (ubicazione forza da spigolo anteriore fondazione)}$$

Load 2a: peso del terreno T

$$N_{T1} = 19 \cdot 0.40 \cdot 1.40 + 21 \cdot 1.50 \cdot 1.40 = 54.74 \text{ kN/m (peso terreno a monte)}$$

$$X_{T1} = 1.50 \text{ m (ubicazione forza da spigolo anteriore fondazione)}$$

Si riportano nel seguito le forze ribaltanti:

Load 2b: spinta del terreno a monte in sisma

$$p1 = k_{a,\text{sis}} \cdot \gamma_d \cdot (1+k_v) \cdot (h_t - h_f) = 0.439 \cdot 19 \cdot (1+0.02178) \cdot 0.4 = 3.41 \text{ kN/m}^2$$

$$S1 = p1 \cdot (h_t - h_f) \cdot 0.5 = 0.68 \text{ kN/m}$$

$$Y_{s1} = 1.93 \text{ m (ubicazione forza da spigolo anteriore fondazione)}$$

$$p2 = p1 + k_{a,\text{sis}} \cdot (\gamma_s - \gamma_w) \cdot (1+k_v) \cdot (h_t + h_2) + \gamma_w \cdot (1+k_v) \cdot (h_t + h_2) =$$

$$= 3.41 + 0.439 \cdot (21-10) \cdot (1+0.02178) \cdot (1.50+0.30) + 10 \cdot (1+0.02178) \cdot (1.50+0.30) = 30.68 \text{ kN/m}^2$$

<p>CONSORZIO COSTRUTTORI TEEM</p> 	<p>Doc. N. B10761_E_B_AB8_MAXXX_0_ON_RC_00 1_A.doc</p>	<p>CODIFICA DOCUMENTO B10761_E_B_AB8_MAXXX_0_ON_RC_001</p>	<p>REV. A</p>	<p>FOGLIO 31 di 49</p>
---	--	--	-------------------	----------------------------

$$S_2 = 0.5 \cdot (p_1 + p_2) \cdot (h_f + h_2) = 30.68 \text{ kN/m}$$

$$Y_{s2} = 0.66 \text{ m (ubicazione forza da spigolo anteriore fondazione)}$$

$$S = S_1 + S_2 = 31.36 \text{ kN/m}$$

$$Y_t = 0.69 \text{ m (ubicazione forza da spigolo anteriore fondazione)}$$

Load 3: spinta del terreno a monte in sisma da sovraccarico ($q=20 \text{ kN/m}^2$)

$$S_q = q \cdot k_{a, \text{sis}} \cdot (h_t + h_2) = 20 \cdot 0.439 \cdot (2.20) = 19.32 \text{ kN/m}$$

$$Y_q = 1.10 \text{ m (ubicazione forza da spigolo anteriore fondazione)}$$

Load 4: oscillazione delle masse strutturali

$$H_G = N_G \cdot a_{\text{max}} = 1.90 \cdot 0.30 \cdot 25 \cdot 0.1815 = 2.59 \text{ kN/m (diretta da monte verso valle)}$$

$$Y_G = 1.25 \text{ m (ubicazione forza da spigolo anteriore fondazione)}$$

Load 5: oscillazione del terreno a monte

$$H_T = N_T \cdot a_{\text{max}} = 1.40 \cdot 1.90 \cdot 21 \cdot 0.1815 = 10.14 \text{ kN/m (diretta da monte verso valle)}$$

$$Y_T = 1.25 \text{ m (ubicazione forza da spigolo anteriore fondazione)}$$

Calcolo del momento stabilizzante rispetto al dente anteriore di intradosso fondazione.

$$M_{\text{stab}} = (14.25 \cdot 0.65 + 16.5 \cdot 1.10 + 54.74 \cdot 1.50) = 109.52 \text{ kN.m/m}$$

Calcolo del momento ribaltante rispetto al dente anteriore di intradosso fondazione.

$$M_{\text{rib}} = 31.36 \cdot 0.69 + 0.3 \cdot 19.32 \cdot 1.10 + 2.59 \cdot 1.25 + 10.14 \cdot 1.25 = 43.93 \text{ kN.m/m}$$

$$\eta = 109.52 / 43.93 = 2.49 \text{ (sicurezza al ribaltamento)}$$

	Doc. N.	CODIFICA DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	B10761_E_B_AB8_MAXXX_0_ON_RC_00 1_A.doc	B10761_E_B_AB8_MAXXX_0_ON_RC_001	A	32 di 49

8 VERIFICHE A SCORRIMENTO

Deve valere la relazione:

$$H \leq R_{ds}$$

in cui H è la forza orizzontale applicata alla base del plinto di fondazione ed R_{ds} è la forza orizzontale massima che può essere trasmessa tra la base del plinto ed il terreno di fondazione, valutata come:

Per terreni granulari:

$$R_{ds} = \frac{N \cdot \tan(\varepsilon)}{\gamma_R}$$

in cui N è la forza verticale applicata alla base del plinto di fondazione, ε è l'angolo d'attrito terreno/fondazione e γ_R è il coefficiente parziale riduttivo della resistenza, pari a 1 in accordo con quanto riportato in tabella 6.5.I delle NTC2008.

La resistenza a scorrimento si ottiene sommando al termine R_{ds} (sopra descritto) il contributo offerto dalla spinta passiva agente sul dente di fondazione (considerata al 50%).

Combinazione SLU-GEO (A2+M2+R2)

I parametri geotecnici assunti per il calcolo della spinta del terreno a monte risultano pari a:

$$\phi_{M2} = 24.79^\circ \text{ (angolo d'attrito interno)}$$

$$\delta = \phi_{M2} / 2 = 12.40^\circ \text{ (angolo d'attrito terreno/terreno per determinazione inclinazione della spinta)}$$

$$K = \frac{\text{sen}^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \text{sen}^2 \psi \text{sen}(\psi - \theta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \text{sen}(\phi - \beta - \theta)}{\text{sen}(\psi - \theta - \delta) \text{sen}(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

$$k_{a,GEO} = 0.370 \text{ (coefficiente di spinta attiva)}$$

Per quanto riguarda il calcolo della spinta passiva agente sul dente anteriore i parametri geotecnici del terreno risultano pari a:

$$\phi_{n,M2} = 24.79^\circ \text{ (angolo d'attrito interno, si assume } \phi = 30^\circ \text{ per terreno naturale)}$$

$$K_p = \frac{\text{sen}^2(\psi + \theta - \phi)}{\cos \theta \text{sen}^2 \psi \text{sen}(\psi + \theta) \left[1 - \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi) \text{sen}(\phi + \beta - \theta)}{\text{sen}(\psi + \theta) \text{sen}(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

$$K_p = 2.44$$

La spinta passiva agisce a partire da una quota di 50 cm (altezza media del terreno a valle) al di sopra della ciabatta di fondazione.

	Doc. N.	CODIFICA DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	B10761_E_B_AB8_MAXXX_0_ON_RC_00 1_A.doc	B10761_E_B_AB8_MAXXX_0_ON_RC_001	A	33 di 49

Il coefficiente d'attrito terreno/fondazione risulta pari a:

$$\varepsilon_{M2} = 16.53^\circ \quad (2/3\phi_{n,M2})$$

Load 1: carichi permanenti strutturali G

$$N_{G1} = 25 \cdot 0.30 \cdot 1.90 = 14.25 \text{ kN/m (peso del muro di sostegno)}$$

$$N_{G2} = 25 \cdot 0.30 \cdot 2.20 = 16.5 \text{ kN/m (peso del plinto di fondazione)}$$

Load 2a: peso del terreno di monte e di valle T

$$N_{T1} = 19 \cdot 0.40 \cdot 1.40 + 21 \cdot 1.50 \cdot 1.40 = 54.74 \text{ kN/m (peso terreno a monte)}$$

$$N_{T2} = 19 \cdot 0.5 \cdot 0.50 = 4.75 \text{ kN/m (peso terreno a valle)}$$

Load 2b: spinta del terreno a monte

$$p1 = k_a \cdot \gamma_d \cdot (h_t - h_f) = 0.370 \cdot 19 \cdot 0.4 = 2.81 \text{ kN/m}^2$$

$$p2 = p1 + k_a \cdot (\gamma_s - \gamma_w) \cdot (h_f + h_2) + \gamma_w \cdot (h_f + h_2) = 2.81 + 0.37 \cdot (21 - 10) \cdot (1.50 + 0.30) + 10 \cdot (1.50 + 0.30) = 28.14 \text{ kN/m}^2$$

$$S = 0.5 \cdot p1 \cdot (h_t - h_f) + 0.5 \cdot (p1 + p2) \cdot (h_f + h_2) = 0.5 \cdot 2.81 \cdot (1.90 - 1.50) + 0.5 \cdot (2.81 + 28.14) \cdot (1.50 + 0.30) = 28.42 \text{ kN/m}$$

$$S_{t,x} = \cos 12.40^\circ \cdot S = 27.76 \text{ kN/m}$$

$$S_{t,y} = \sin 12.40^\circ \cdot S = 6.10 \text{ kN/m}$$

Load 3: spinta del terreno a monte da sovraccarico ($q = 20 \text{ kN/m}^2$)

$$S_{q,x} = \cos 12.40^\circ \cdot q \cdot k_a \cdot (h_t + h_2) = \cos 12.40^\circ \cdot 20 \cdot 0.370 \cdot (1.90 + 0.30) = 15.90 \text{ kN/m}$$

$$S_{q,y} = \sin 12.40^\circ \cdot q \cdot k_a \cdot (h_t + h_2) = \sin 12.40^\circ \cdot 20 \cdot 0.370 \cdot (1.90 + 0.30) = 3.50 \text{ kN/m}$$

Calcolo della forza di scorrimento

$$S_{t,x} + S_{q,x} = 27.76 + 1.3 \cdot 15.90 = 48.43 \text{ kN/m}$$

Calcolo della resistenza a scorrimento

$(N_{G1} + N_{G2} + N_{T1} + N_{T2}) \cdot \tan \varepsilon_{M2} = 90.24 \cdot \tan 16.53 = 26.78 \text{ kN/m}$ (si trascura a favore di sicurezza il contributo $S_{t,y}$ e $S_{q,y}$).

spinta passiva a valle

$$S_p = 0.5 \cdot (0.5 \cdot k_{p,GEO} \cdot \gamma_t \cdot h^2_v) = 0.5 \cdot 0.50 \cdot 2.44 \cdot 19 \cdot (0.9 + 0.5)^2 = 22.72 \text{ kN/m (spinta passiva al 50%)}$$

$$R_{tot} = 26.78 + 22.72 = 49.5 \text{ kN/m}$$

$$\eta = 49.5 / 48.43 = 1.02$$

	Doc. N.	CODIFICA DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	B10761_E_B_AB8_MAXXX_0_ON_RC_00 1_A.doc	B10761_E_B_AB8_MAXXX_0_ON_RC_001	A	34 di 49

Combinazione SLU-SISMA

Load 1: carichi permanenti strutturali G

$$N_{G1} = 25 \cdot 0.30 \cdot 1.90 = 14.25 \text{ kN/m (peso del muro di sostegno)}$$

$$N_{G2} = 25 \cdot 0.30 \cdot 2.20 = 16.5 \text{ kN/m (peso del plinto di fondazione)}$$

Load 2a: peso del terreno di monte e di valle T

$$N_{T1} = 19 \cdot 0.40 \cdot 1.40 + 21 \cdot 1.50 \cdot 1.40 = 54.74 \text{ kN/m (peso terreno a monte)}$$

$$N_{T2} = 19 \cdot 0.5 \cdot 0.50 = 4.75 \text{ kN/m (peso terreno a valle)}$$

Load 2b: spinta del terreno a monte in sisma

$$\phi = 30^\circ \text{ (angolo d'attrito interno)}$$

$$\delta = \phi / 2 = 15^\circ \text{ (angolo d'attrito terreno/terreno per determinazione inclinazione della spinta)}$$

$$k_h = 0.04356$$

$$k_v = 0.02178$$

$$\theta = 2.55^\circ$$

$$K = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \sin^2 \psi \sin(\psi - \theta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta - \theta)}{\sin(\psi - \theta - \delta) \sin(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

$$k_{a, \text{sis}} = 0.33 \text{ (coefficiente di spinta attiva in sisma)}$$

$$p1 = k_{a, \text{sis}} \cdot \gamma_d \cdot (1 + k_v) \cdot (h_t - h_f) = 0.33 \cdot 19 \cdot (1 + 0.02178) \cdot 0.4 = 2.56 \text{ kN/m}^2$$

$$p2 = p1 + k_{a, \text{sis}} \cdot (\gamma_s - \gamma_w) \cdot (1 + k_v) \cdot (h_f + h_2) + \gamma_w \cdot (1 + k_v) \cdot (h_f + h_2) = 2.56 + 0.33 \cdot (21 - 10) \cdot (1 + 0.02178) \cdot (1.50 + 0.30) + 10 \cdot (1 + 0.02178) \cdot (1.50 + 0.30) = 27.63 \text{ kN/m}^2$$

$$S = 0.5 \cdot p1 \cdot (h_t - h_f) + 0.5 \cdot (p1 + p2) \cdot (h_f + h_2) = 0.5 \cdot 2.56 \cdot (1.90 - 1.50) + 0.5 \cdot (2.56 + 27.63) \cdot (1.50 + 0.30) = 27.68 \text{ kN/m}$$

$$S_{t, \text{sisx}} = \cos 15^\circ \cdot S = \cos 15^\circ \cdot 27.68 = 26.74 \text{ kN/m}$$

$$S_{t, \text{sisy}} = \sin 15^\circ \cdot S = \sin 15^\circ \cdot 27.68 = 7.16 \text{ kN/m}$$

Load 3: spinta del terreno a monte in sisma da sovraccarico ($q = 20 \text{ kN/m}^2$)

$$S_{q, \text{sisx}} = \cos 15^\circ \cdot q \cdot k_{a, \text{sis}} \cdot (h_t + h_2) = \cos 15^\circ \cdot 20 \cdot 0.33 \cdot (1.90 + 0.30) = 14.03 \text{ kN/m}$$

$$S_{q, \text{sisy}} = \sin 15^\circ \cdot q \cdot k_{a, \text{sis}} \cdot (h_t + h_2) = \sin 15^\circ \cdot 20 \cdot 0.33 \cdot (1.90 + 0.30) = 3.76 \text{ kN/m}$$

Load 4: oscillazione delle masse strutturali

$$H_G = N_G \cdot a_{\text{max}} = 1.90 \cdot 0.30 \cdot 25 \cdot 0.1815 = 2.59 \text{ kN/m (diretta da monte verso valle)}$$

<p>CONSORZIO COSTRUTTORI TEEM</p> 	<p>Doc. N. B10761_E_B_AB8_MAXXX_0_ON_RC_00 1_A.doc</p>	<p>CODIFICA DOCUMENTO B10761_E_B_AB8_MAXXX_0_ON_RC_001</p>	<p>REV. A</p>	<p>FOGLIO 35 di 49</p>
---	--	--	-------------------	----------------------------

Load 5: oscillazione del terreno a monte

$$H_T = N_T * a_{\max} = 1.40 * 1.90 * 21 * 0.1815 = 10.14 \text{ kN/m (diretta da monte verso valle)}$$

Calcolo della forza di scorrimento

$$S_{t, \text{sisx}} + S_{q, \text{sisx}} + H_G + H_T = 26.74 + 0.3 * 14.03 + 2.59 + 10.14 = 43.68 \text{ kN/m}$$

Calcolo della resistenza a scorrimento

$(N_{G1} + N_{G2} + N_{T1} + N_{T2}) * \tan \varepsilon = 90.24 * \tan 20 = 32.84 \text{ kN/m}$ (si trascura a favore di sicurezza il contributo $S_{t, \text{sisy}}$ e $S_{q, \text{sisy}}$).

spinta passiva a valle

$$S_p = 0.5 * (0.5 * k_{p, \text{sis}} * \gamma_t * h_v^2) = 0.5 * 0.50 * 2.92 * 19 * (0.9 + 0.5)^2 = 27.18 \text{ kN/m (spinta passiva al 50\%)}$$

$$R_{\text{tot}} = 32.84 + 27.18 = 60.02 \text{ kN/m}$$

$$\eta = 60.02 / 43.68 = 1.37$$

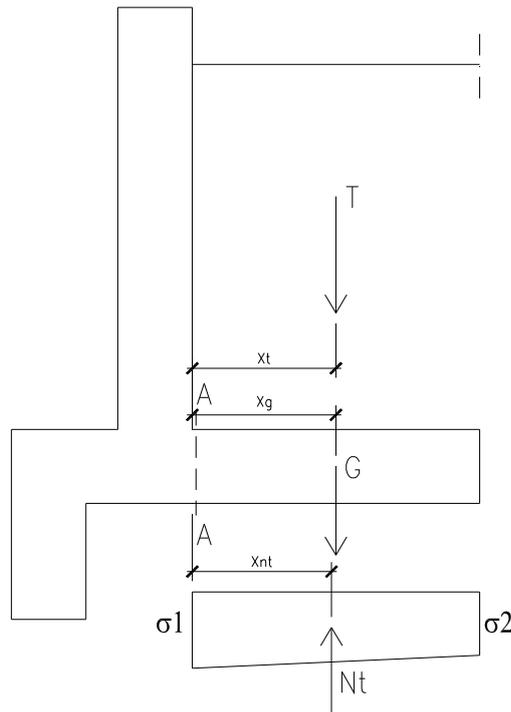


9 VERIFICHE CIABATTA DI FONDAZIONE

9.1 Sollecitazioni agenti nella ciabatta di fondazione

Nel presente paragrafo si riporta il calcolo delle sollecitazioni agenti nella ciabatta di fondazione del muro di sostegno. In particolare si verifica la sezione d'attacco della porzione di ciabatta posteriore con il paramento verticale.

Si considera nullo l'angolo d'attrito δ e si trascura la presenza del terreno a valle del muro stesso.



Il momento flettente agente nelle sezioni di verifica A-A è pari a:

$$M = T \cdot x_t + G \cdot x_g - N_t \cdot x_n$$

dove:

T = peso del terreno a monte della sezione A-A ;

x_t = braccio della forza T rispetto alla sezione di verifica A-A ;

G = peso della porzione di plinto a monte della sezione A-A ;

x_g = braccio della forza G rispetto alla sezione di verifica A-A ;

N_t = risultante delle pressioni esercitate dal terreno a monte della sezione A-A ;

x_n = braccio della forza N_t rispetto alla sezione di verifica A-A ;

Di seguito si riportano, per tutte le combinazioni di carico considerate, i valori dei momenti flettenti agenti nelle sezioni di verifica.

<p>CONSORZIO COSTRUTTORI TEEM</p> 	<p>Doc. N. B10761_E_B_AB8_MAXXX_0_ON_RC_00 1_A.doc</p>	<p>CODIFICA DOCUMENTO B10761_E_B_AB8_MAXXX_0_ON_RC_001</p>	<p>REV. A</p>	<p>FOGLIO 37 di 49</p>
---	--	--	-------------------	----------------------------

Sezione A-A – Combinazione SLE

$$T = 0.40 \cdot 1.40 \cdot 19 + 1.50 \cdot 1.40 \cdot 21 = 54.74 \text{ kN/m}$$

$$x_t = 0.70 \text{ m}$$

$$G = 1.40 \cdot 0.30 \cdot 25 = 10.5 \text{ kN/m}$$

$$x_g = 0.70 \text{ m}$$

Per la determinazione della risultante N_t è necessario calcolare preliminarmente il valore delle pressioni agenti sul terreno nella combinazione SLE.

$$N_{\text{tot}} = N_{G1} + N_{G2} + N_{T1} = 14.25 + 16.5 + 54.74 = 85.49 \text{ kN/m}$$

Dove:

N_{G1} : peso del muro di sostegno

N_{G2} : peso del plinto di fondazione

N_{T1} : peso terreno a monte

La spinta del terreno è pari a:

$$k_a = 0.33$$

$$p1 = k_a \cdot \gamma_d \cdot (h_t - h_f) = 0.33 \cdot 19 \cdot 0.4 = 2.51 \text{ kN/m}^2$$

$$S1 = p1 \cdot (h_t - h_f) \cdot 0.5 = 0.50 \text{ kN/m}$$

$Y_{s1} = 1.93 \text{ m}$ (ubicazione forza da spigolo anteriore fondazione)

$$p2 = p1 + k_a \cdot (\gamma_s - \gamma_w) \cdot (h_f + h_2) + \gamma_w \cdot (h_f + h_2) = 2.51 + 0.33 \cdot (21 - 10) \cdot (1.50 + 0.30) + 10 \cdot (1.50 + 0.30) = 27.04 \text{ kN/m}^2$$

$$S2 = 0.5 \cdot (p1 + p2) \cdot (h_f + h_2) = 26.60 \text{ kN/m}$$

$Y_{s2} = 0.65 \text{ m}$ (ubicazione forza da spigolo anteriore fondazione)

$$S = S1 + S2 = 27.10 \text{ kN/m}$$

$Y_t = 0.67 \text{ m}$ (ubicazione forza da spigolo anteriore fondazione)

La spinta del terreno da sovraccarico è pari a:

$$k_a = 0.33$$

$$S = k_a \cdot q \cdot (h_t + h_2) = 0.33 \cdot 20 \cdot 2.20 = 14.52 \text{ kN/m}$$

$Y_q = 1.10 \text{ m}$ (ubicazione forza da spigolo anteriore fondazione)

$$M_{\text{tot}} = 14.25 \cdot 0.65 + 16.5 \cdot 1.10 + 54.74 \cdot 1.50 - 27.10 \cdot 0.67 - 14.52 \cdot 1.10 = 75.39 \text{ kN.m/m}$$

La risultante delle forze verticali è applicata ad una distanza u dal bordo del plinto di fondazione pari a:

$$u = M_{\text{tot}} / N_{\text{tot}} = 0.88 \text{ m}$$

<p>CONSORZIO COSTRUTTORI TEEM</p> 	<p>Doc. N. B10761_E_B_AB8_MAXXX_0_ON_RC_00 1_A.doc</p>	<p>CODIFICA DOCUMENTO B10761_E_B_AB8_MAXXX_0_ON_RC_001</p>	<p>REV. A</p>	<p>FOGLIO 38 di 49</p>
---	--	--	-------------------	----------------------------

$e = (2.2/2) - 0.88 = 0.22$ m (eccentricità risultante forze verticali rispetto al baricentro della fondazione)

$$N_{\text{tot}} = 85.49 \text{ kN/m}$$

$$M_{\text{ecc}} = 85.49 * 0.22 = 18.65 \text{ kN.m/m (momento da eccentricità risultante forze verticali)}$$

$$\sigma_{\text{max}} = 61.98 \text{ kN/m}^2 \text{ (filo anteriore plinto)}$$

$$\sigma_{\text{min}} = \sigma_{t2} = 15.74 \text{ kN/m}^2 \text{ (filo posteriore plinto)}$$

$$\sigma_{t1} = 45.16 \text{ kN/m}^2 \text{ (sezione di verifica)}$$

$$N_t = (\sigma_{t1} + \sigma_{t2}) * 1.40/2 = (45.16 + 15.74) * 1.40/2 = -42.63 \text{ kN/m}$$

$$x_n = 0.59 \text{ m}$$

$$M = 10.5 * 0.70 + 54.74 * 0.70 - 42.63 * 0.59 = 20.52 \text{ kN.m/m (è teso l'estradosso)}$$

	Doc. N.	CODIFICA DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	B10761_E_B_AB8_MAXXX_0_ON_RC_00 1_A.doc	B10761_E_B_AB8_MAXXX_0_ON_RC_001	A	39 di 49

Sezione A-A – Combinazione STR-A1

$$T = 1.3 * (0.40 * 1.40 * 19 + 1.50 * 1.40 * 21) = 71.16 \text{ kN/m}$$

$$x_t = 0.70 \text{ m}$$

$$G = 1.3 * 1.40 * 0.30 * 25 = 13.65 \text{ kN/m}$$

$$x_g = 0.70 \text{ m}$$

Per la determinazione della risultante N_t è necessario calcolare preliminarmente il valore delle pressioni agenti sul terreno nella combinazione STR.

$$N_{tot} = N_{G1} + N_{G2} + N_{T1} = 1.3 * (14.25 + 16.5 + 54.74) = 111.14 \text{ kN/m}$$

Dove:

N_{G1} : peso del muro di sostegno

N_{G2} : peso del plinto di fondazione

N_{T1} : peso terreno a monte

La spinta del terreno è pari a:

$$k_a = 0.33$$

$$p_1 = k_a * \gamma_d * (h_t - h_f) = 0.33 * 19 * 0.4 = 2.51 \text{ kN/m}^2$$

$$S_1 = 1.3 * (p_1 * (h_t - h_f) * 0.5) = 0.65 \text{ kN/m}$$

$Y_{s1} = 1.93 \text{ m}$ (ubicazione forza da spigolo anteriore fondazione)

$$p_2 = p_1 + k_a * (\gamma_s - \gamma_w) * (h_f + h_2) + \gamma_w * (h_f + h_2) = 2.51 + 0.33 * (21 - 10) * (1.50 + 0.30) + 10 * (1.50 + 0.30) = 27.04 \text{ kN/m}^2$$

$$S_2 = 1.3 * (0.5 * (p_1 + p_2) * (h_f + h_2)) = 34.57 \text{ kN/m}$$

$Y_{s2} = 0.65 \text{ m}$ (ubicazione forza da spigolo anteriore fondazione)

$$S = S_1 + S_2 = 35.22 \text{ kN/m}$$

$Y_t = 0.67 \text{ m}$ (ubicazione forza da spigolo anteriore fondazione)

La spinta del terreno da sovraccarico è pari a:

$$k_a = 0.33$$

$$S = 1.5 * k_a * q * (h_t + h_2) = 1.5 * 0.33 * 20 * 2.20 = 21.78 \text{ kN/m}$$

$Y_q = 1.10 \text{ m}$ (ubicazione forza da spigolo anteriore fondazione)

$$M_{tot} = 18.53 * 0.65 + 21.45 * 1.10 + 71.16 * 1.50 - 35.22 * 0.67 - 21.78 * 1.10 = 94.82 \text{ kN.m/m}$$

La risultante delle forze verticali è applicata ad una distanza u dal bordo del plinto di fondazione pari a:

$$u = M_{tot} / N_{tot} = 0.85 \text{ m}$$

	Doc. N.	CODIFICA DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	B10761_E_B_AB8_MAXXX_0_ON_RC_00 1_A.doc	B10761_E_B_AB8_MAXXX_0_ON_RC_001	A	40 di 49

$e = (2.2/2) - 0.85 = 0.25$ m (eccentricità risultante forze verticali rispetto al baricentro della fondazione)

$$N_{tot} = 111.14 \text{ kN/m}$$

$$M_{ecc} = 111.14 * 0.25 = 27.79 \text{ kN.m/m (momento da eccentricità risultante forze verticali)}$$

$$\sigma_{max} = 85 \text{ kN/m}^2 \text{ (filo anteriore plinto)}$$

$$\sigma_{min} = \sigma_{t2} = 16 \text{ kN/m}^2 \text{ (filo posteriore plinto)}$$

$$\sigma_{t1} = 59.9 \text{ kN/m}^2 \text{ (sezione di verifica)}$$

$$N_t = (\sigma_{t1} + \sigma_{t2}) * 1.40/2 = (59.9 + 16) * 1.40/2 = -53.13 \text{ kN/m}$$

$$x_n = 0.57 \text{ m}$$

$$M = 13.65 * 0.70 + 71.16 * 0.70 - 53.13 * 0.57 = 29.08 \text{ kN.m/m (è teso l'estradosso)}$$

$$V = 13.65 + 71.16 - 53.13 = 31.68 \text{ kN/m}$$

Sezione A-A – Combinazione SLU-SISMA

$$T = 0.40 * 1.40 * 19 + 1.50 * 1.40 * 21 = 54.74 \text{ kN/m}$$

$$x_t = 0.70 \text{ m}$$

$$G = 1.40 * 0.30 * 25 = 10.5 \text{ kN/m}$$

$$x_g = 0.70 \text{ m}$$

Per la determinazione della risultante N_t è necessario calcolare preliminarmente il valore delle pressioni agenti sul terreno nella combinazione SLU-SISMA.

$$N_{tot} = N_{G1} + N_{G2} + N_{T1} = 14.25 + 16.5 + 54.74 = 85.49 \text{ kN/m}$$

Dove:

N_{G1} : peso del muro di sostegno

N_{G2} : peso del plinto di fondazione

N_{T1} : peso terreno a monte

La spinta del terreno in sisma è pari a:

$$k_{a, sis} = 0.36$$

$$p1 = k_{a, sis} * \gamma_d * (1 + k_v) * (h_t - h_f) = 0.36 * 19 * (1 + 0.02178) * 0.4 = 2.80 \text{ kN/m}^2$$

$$S1 = p1 * (h_t - h_f) * 0.5 = 0.56 \text{ kN/m}$$

$Y_{s1} = 1.93$ m (ubicazione forza da spigolo anteriore fondazione)

$$p2 = p1 + k_{a, sis} * (\gamma_s - \gamma_w) * (1 + k_v) * (h_f + h_2) + \gamma_w * (1 + k_v) * (h_f + h_2) = 2.80 + 0.36 * (21 - 10) * (1 + 0.02178) * (1.50 + 0.30) + 10 * (1 + 0.02178) * (1.50 + 0.30) = 28.48 \text{ kN/m}^2$$

$$S2 = 0.5 * (p1 + p2) * (h_f + h_2) = 28.15 \text{ kN/m}$$

<p>CONSORZIO COSTRUTTORI TEEM</p> 	<p>Doc. N. B10761_E_B_AB8_MAXXX_0_ON_RC_00 1_A.doc</p>	<p>CODIFICA DOCUMENTO B10761_E_B_AB8_MAXXX_0_ON_RC_001</p>	<p>REV. A</p>	<p>FOGLIO 41 di 49</p>
---	--	--	-------------------	----------------------------

$Y_{s2} = 0.65$ m (ubicazione forza da spigolo anteriore fondazione)

$$S = S1 + S2 = 28.71 \text{ kN/m}$$

$Y_t = 0.67$ m (ubicazione forza da spigolo anteriore fondazione)

La spinta del terreno da sovraccarico è pari a:

$$k_{a, \text{sis}} = 0.36$$

$$S = k_{a, \text{sis}} * q * (h_t + h_2) = 0.36 * 20 * 2.20 = 15.84 \text{ kN/m}$$

$Y_q = 1.10$ m (ubicazione forza da spigolo anteriore fondazione)

Il termine derivante dall'oscillazione delle masse strutturali vale:

$$H_G = N_G * a_{\text{max}} = 1.90 * 0.30 * 25 * 0.1815 = 2.59 \text{ kN/m}$$
 (diretta da monte verso valle)

$Y_G = 1.25$ m (ubicazione forza da spigolo anteriore fondazione)

Il termine derivante dall'oscillazione del terreno a monte vale:

$$H_T = N_T * a_{\text{max}} = 1.40 * 1.90 * 21 * 0.1815 = 10.14 \text{ kN/m}$$
 (diretta da monte verso valle)

$Y_T = 1.25$ m (ubicazione forza da spigolo anteriore fondazione)

$$M_{\text{tot}} = 14.25 * 0.65 + 16.5 * 1.10 + 54.74 * 1.50 - 28.71 * 0.67 - 0.3 * 15.84 * 1.10 - 2.59 * 1.25 - 10.14 * 1.25 = 69.15 \text{ kN.m/m}$$

La risultante delle forze verticali è applicata ad una distanza u dal bordo del plinto di fondazione pari a:

$$u = M_{\text{tot}} / N_{\text{tot}} = 0.81 \text{ m}$$

$e = (2.2/2) - 0.81 = 0.29$ m (eccentricità risultante forze verticali rispetto al baricentro della fondazione)

$$N_{\text{tot}} = 85.49 \text{ kN/m}$$

$$M_{\text{ecc}} = 85.49 * 0.29 = 24.79 \text{ kN.m/m}$$
 (momento da eccentricità risultante forze verticali)

$$\sigma_{\text{max}} = 69.59 \text{ kN/m}^2$$
 (filo anteriore plinto)

$$\sigma_{\text{min}} = \sigma_{t2} = 8.13 \text{ kN/m}^2$$
 (filo posteriore plinto)

$$\sigma_{t1} = 47.24 \text{ kN/m}^2$$
 (sezione di verifica)

$$N_t = (\sigma_{t1} + \sigma_{t2}) * 1.40 / 2 = (47.24 + 8.13) * 1.40 / 2 = -38.76 \text{ kN/m}$$

$$x_n = 0.54 \text{ m}$$

$$M = 10.5 * 0.70 + 54.74 * 0.70 - 38.76 * 0.54 = 24.74 \text{ kN.m/m}$$
 (è teso l'estradosso)

$$V = 10.5 + 54.74 - 38.76 = 26.48 \text{ kN/m}$$

	Doc. N.	CODIFICA DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	B10761_E_B_AB8_MAXXX_0_ON_RC_00 1_A.doc	B10761_E_B_AB8_MAXXX_0_ON_RC_001	A	42 di 49

9.2 Verifiche di resistenza

L'armatura della ciabatta di fondazione è composta da:

estradosso plinto

φ14/20 a 4.7 cm da estradosso ;

intradosso plinto

φ12/20 a 4.6 cm da intradosso ;

METODO DELLE TENSIONI AMMISSIBILI - VERIFICA DELLA SEZIONE

Sezione descritta con il metodo dei trapezi elementari

1 Trapezi elementari - 3 Parametri geometrici -
Unita` di misura:(cm) - Elenco dei parametri ad iniziare dall'estradosso

b1 100.0
h2 30.0 b3 100.0

Descrizione dell'armatura normale

5 ø12 mm posizionati a 4.6 cm da intradosso
5 ø14 mm posizionati a 25.3 cm da intradosso

Area armatura normale = 13.4 (cm²) a 16.5 cm da intrad.

Convenzioni di segno

Sono positive le trazioni
Sono positivi i momenti che tendono l'intradosso sezione

Coefficiente d'omogeneizzazione dell'armatura =15

SLE RARE

Momento = -20.5 (KN.m)
Sforzo normale = 0.0 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -2.61 (N/mm²)
Trazione massima nell'acciaio = **115.84** (N/mm²)
Distanza asse neutro da lembo compresso = 6.4 (cm)
Braccio di leva interno = 22.9 (cm)

SLU - SISMA

Momento = -24.7 (KN.m)
Sforzo normale = 0.0 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -3.14 (N/mm²)
Trazione massima nell'acciaio = **139.67** (N/mm²)
Distanza asse neutro da lembo compresso = 6.4 (cm)
Braccio di leva interno = 22.9 (cm)

	Doc. N.	CODIFICA DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	B10761_E_B_AB8_MAXXX_0_ON_RC_00 1_A.doc	B10761_E_B_AB8_MAXXX_0_ON_RC_001	A	43 di 49

METODO SEMIPROBABILISTICO - VERIFICA A ROTTURA

Caratteristiche Fisico-Elastiche dei materiali

Modulo Elastico acciaio normale = 210000.0 (N/mm²)
 Modulo Elastico calcestruzzo = 33674.9 (N/mm²)
 Resistenza cubica del calcestruzzo: R_{ck} = 35.00 (N/mm²)
 Soglia di snervamento acciaio normale: F_{yk} = 450.00 (N/mm²)

Ipotesi di calcolo

Legge costitutiva del calcestruzzo : Parabola Rettangolo
 Accorciamento ultimo a flessione = 0.3500 %
 Accorciamento ultimo a compress. = 0.2000 %
 Legge costitutiva dell'acciaio normale : Bilineare
 Allungamento ultimo acciaio normale = 1.000 %
 Coefficiente di sicurezza calcestruzzo : γ_c = 1.500
 Coefficiente di sicurezza acciaio : γ_s = 1.150
 Termine di lunga durata : F_1 = 0.850
 Rapporto R_{cy1}/R_{cubo} : F_2 = 0.800
 Resistenza di progetto calcestruzzo : $F_1 \cdot F_2 \cdot R_{cubo} / \gamma_c = 0.45 R_{cubo}$
 Resistenza di progetto dell'acciaio : $F_{sd} = F_{yk} / \gamma_s = 0.87 F_{yk}$

Resistenze di progetto

Calcestruzzo = 15.87 (N/mm²)
 Acciaio normale = 391.30 (N/mm²)

Convenzioni di segno

Sono positive le trazioni
 Sono positivi i momenti che tendono l'intradosso sezione

SLU - STRA1

Momento di Progetto M_d = -29.1 (KN.m)
 Sforzo di Progetto N_d = 0.0 (KN)
 Distanza asse neutro da lembo compresso = 3.7 (cm)
 Momento di Rottura M_r = -73.9 (KN.m)
 Sforzo di Rottura N_r = -0.8 (KN)
 Rottura nel Dominio 2
 Rapporto M_r/M_d = **2.543**

SLU SISMA

Momento di Progetto M_d = -24.7 (KN.m)
 Sforzo di Progetto N_d = 0.0 (KN)
 Distanza asse neutro da lembo compresso = 3.7 (cm)
 Momento di Rottura M_r = -73.9 (KN.m)
 Sforzo di Rottura N_r = -0.8 (KN)
 Rottura nel Dominio 2
 Rapporto M_r/M_d = **2.989**

<p>CONSORZIO COSTRUTTORI TEEM</p> 	<p>Doc. N. B10761_E_B_AB8_MAXXX_0_ON_RC_00 1_A.doc</p>	<p>CODIFICA DOCUMENTO B10761_E_B_AB8_MAXXX_0_ON_RC_001</p>	<p>REV. A</p>	<p>FOGLIO 44 di 49</p>
---	--	--	-------------------	----------------------------

Verifica a fessurazione (par. 4.1.2.2.4.1 NTC 2008)

Si procede al calcolo del momento di formazione della fessura:

$$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 2.77 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{resistenza media a trazione})$$

$$\sigma_t = f_{ctm} / 1.2 = 2.31 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{tensione corrispondente al momento di formazione della fessura})$$

$$\chi = N/M = 0 \text{ 1/mm} \quad (\text{rapporto tra azione assiale e momento flettente; } \underline{N} \text{ negativo se di compressione, } \underline{M} \text{ in modulo})$$

$$W_{omog} = 16429750 \text{ mm}^3 \quad (\text{modulo di resistenza della sezione omogeneizzata})$$

Il momento di formazione della fessura è pari a:

$$M_{fess} = segno(M_d) \cdot \sigma_t \cdot \left(\frac{\chi}{A_{omog}} + \frac{1}{W_{omog}} \right)^{-1} = 37.95 \text{ kN.m} > M_d = 20.5 \text{ kN.m}$$

Il momento di formazione della fessura è superiore al momento di progetto di cui alla combinazione SLE - Rare.

<p>CONSORZIO COSTRUTTORI TEEM</p> 	<p>Doc. N. B10761_E_B_AB8_MAXXX_0_ON_RC_00 1_A.doc</p>	<p>CODIFICA DOCUMENTO B10761_E_B_AB8_MAXXX_0_ON_RC_001</p>	<p>REV. A</p>	<p>FOGLIO 45 di 49</p>
---	--	--	-------------------	----------------------------

9.3 Verifica a taglio

La massima sollecitazione tagliante è pari a:

$$V_{STR} = 31.68 \text{ kN}$$

Resistenza a taglio dell'elemento privo di armature (par. 4.1.2.1.3.1 NTC 2008):

$$V_{Rd} = [0.18k(100\rho_1f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15\sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0.15\sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

In cui :

$$f_{ck} = \text{resistenza caratteristica cilindrica} = 28 \text{ Mpa}$$

$$\gamma_c = 1.5$$

$$b_w = \text{larghezza sezione} = 1000 \text{ mm}$$

$$d = \text{altezza utile della sezione} = 253 \text{ mm}$$

$$A_{sl} = \text{area armatura longitudinale tesa} = 769 \text{ mm}^2$$

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} = 1.89 \quad (\leq 2)$$

$$\rho_1 = A_{sl} / (b_w \cdot d) = \text{rapporto geom. di armatura longitudinale} = 0.00304 \quad (\leq 0.02)$$

$$\sigma_{cp} = N_{ed}/A_c = \text{tensione media di compressione} = 0.00 \text{ Mpa} \quad (\leq 0.2 f_{ck} / \gamma_c)$$

$$v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0.481$$

sollecitazioni di progetto:

$$V_{ed} = 31.68 \text{ kN/m}$$

Risulta in base alle formule precedenti: $V_{Rd} = 122 \text{ kN} > V_{ed} = 31.68 \text{ kN}$

<p>CONSORZIO COSTRUTTORI TEEM</p> 	<p>Doc. N. B10761_E_B_AB8_MAXXX_0_ON_RC_00 1_A.doc</p>	<p>CODIFICA DOCUMENTO B10761_E_B_AB8_MAXXX_0_ON_RC_001</p>	<p>REV. A</p>	<p>FOGLIO 46 di 49</p>
---	--	--	-------------------	----------------------------

9.4 Verifica del dente anteriore

Nel presente paragrafo si riporta la verifica del dente anteriore della fondazione. Il dente viene schematizzato come mensola incastrata alla ciabatta di fondazione e soggetta alla spinta passiva del terreno di valle.

Si esegue la verifica alla combinazione SLE e SLU-STR A1. L'altezza del terreno di valle viene prudenzialmente assunta pari a 1.50 m.

Combinazione SLE

$\phi_{n,M1} = 30^\circ$ (angolo d'attrito interno terreno naturale)

$$Kp = \frac{\text{sen}^2(\psi + \theta - \phi)}{\cos \theta \text{sen}^2 \psi \text{sen}(\psi + \theta) \left[1 - \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi) \text{sen}(\phi + \beta - \theta)}{\text{sen}(\psi + \theta) \text{sen}(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

$$Kp = 3.00$$

$$p_{\text{inf}} = Kp \cdot \gamma_n \cdot h_{\text{inf}} = 3.00 \cdot 19 \cdot 2.4 = 136.8 \text{ kN/m}^2$$

$$p_{\text{sup}} = Kp \cdot \gamma_n \cdot h_{\text{sup}} = 3.00 \cdot 19 \cdot 1.8 = 102.6 \text{ kN/m}^2$$

da cui:

$$V = 0.5 \cdot (136.8 + 102.6) \cdot 0.6 = 71.82 \text{ kN/m}$$

$$M = 71.82 \cdot 0.31 = 22.26 \text{ kN.m/m}$$

Combinazione SLU-STR A1

$$V = 1.3 \cdot 71.82 = 93.37 \text{ kN/m}$$

$$M = 1.3 \cdot 22.26 = 28.94 \text{ kN.m/m}$$

L'armatura del dente anteriore è composta da:

armatura lato terrapieno

$\phi 14/20$ a 6.9 cm da filo interno muro ;

armatura lato canale

$\phi 14/20$ a 6.9 cm da filo esterno muro ;

	Doc. N.	CODIFICA DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	B10761_E_B_AB8_MAXXX_0_ON_RC_00 1_A.doc	B10761_E_B_AB8_MAXXX_0_ON_RC_001	A	47 di 49

METODO DELLE TENSIONI AMMISSIBILI - VERIFICA DELLA SEZIONE

Sezione descritta con il metodo dei trapezi elementari

1 Trapezi elementari - 3 Parametri geometrici -
Unita` di misura:(cm) - Elenco dei parametri ad iniziare dall'estradosso

b1 100.0
h2 30.0 b3 100.0

Descrizione dell'armatura normale

5 \varnothing 14 mm posizionati a 6.9 cm da intradosso
5 \varnothing 14 mm posizionati a 23.1 cm da intradosso

Area armatura normale = 15.4 (cm²) a 15.0 cm da intrad.

Convenzioni di segno

Sono positive le trazioni
Sono positivi i momenti che tendono l'intradosso sezione

Coefficiente d'omogeneizzazione dell'armatura =15

SLE

Momento = 22.3 (KN.m)
Sforzo normale = 0.0 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -3.44 (N/mm²)
Trazione massima nell'acciaio = 136.72 (N/mm²)
Distanza asse neutro da lembo compresso = 6.3 (cm)
Braccio di leva interno = 20.5 (cm)

METODO SEMIPROBABILISTICO - VERIFICA A ROTTURA

Caratteristiche Fisico-Elastiche dei materiali

Modulo Elastico acciaio normale = 210000.0 (N/mm²)
Modulo Elastico calcestruzzo = 33674.9 (N/mm²)
Resistenza cubica del calcestruzzo: R_{ck} = 35.00 (N/mm²)
Soglia di snervamento acciaio normale: F_{yk} = 450.00 (N/mm²)

Ipotesi di calcolo

Legge costitutiva del calcestruzzo : Parabola Rettangolo
Accorciamento ultimo a flessione = 0.3500 %
Accorciamento ultimo a compress. = 0.2000 %
Legge costitutiva dell'acciaio normale : Bilineare
Allungamento ultimo acciaio normale = 1.000 %
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo : γ_c = 1.500
Coefficiente di sicurezza acciaio : γ_s = 1.150
Termine di lunga durata : F_1 = 0.850
Rapporto R_{cyl}/R_{cubo} : F_2 = 0.800
Resistenza di progetto calcestruzzo : $F_1 \cdot F_2 \cdot R_{cubo} / \gamma_c$ = 0.45 R_{cubo}
Resistenza di progetto dell'acciaio : $F_{sd} = F_{yk} / \gamma_s$ = 0.87 F_{yk}

Resistenze di progetto

Calcestruzzo = 15.87 (N/mm²)
Acciaio normale = 391.30 (N/mm²)

Convenzioni di segno

Sono positive le trazioni

	Doc. N.	CODIFICA DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	B10761_E_B_AB8_MAXXX_0_ON_RC_00 1_A.doc	B10761_E_B_AB8_MAXXX_0_ON_RC_001	A	48 di 49

Sono positivi i momenti che tendono l'intradosso sezione

SLU

Momento di Progetto $M_d = 28.9$ (KN.m)
Sforzo di Progetto $N_d = 0.0$ (KN)

Distanza asse neutro da lembo compresso = 4.5 (cm)
Momento di Rottura $M_r = 75.2$ (KN.m)
Sforzo di Rottura $N_r = 2.579E-01$ (KN)
Rottura nel Dominio 2
Rapporto $M_r/M_d = 2.599$

Verifica a fessurazione (par. 4.1.2.2.4.1 NTC 2008)

Si procede al calcolo del momento di formazione della fessura:

$$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 2.77 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{resistenza media a trazione})$$

$$\sigma_t = f_{ctm} / 1.2 = 2.31 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{tensione corrispondente al momento di formazione della fessura})$$

$$\chi = N/M = 0.000 \text{ 1/mm} \quad (\text{rapporto tra azione assiale e momento flettente; } \underline{N} \text{ negativo se di compressione, } \underline{M} \text{ in modulo})$$

$$W_{omog} = 15942660 \text{ mm}^3 \quad (\text{modulo di resistenza della sezione omogeneizzata})$$

Il momento di formazione della fessura è pari a:

$$M_{fess} = \text{segno}(M_d) \cdot \sigma_t \cdot \left(\frac{\chi}{A_{omog}} + \frac{1}{W_{omog}} \right)^{-1} = 36.83 \text{ kN.m} > M_d = 22.3 \text{ kN.m}$$

Verifica a taglio

La massima sollecitazione tagliante è pari a:

$$V = 93.37 \text{ kN}$$

Resistenza a taglio dell'elemento privo di armature (par. 4.1.2.1.3.1 NTC 2008):

$$V_{Rd} = [0.18 k (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0.15 \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

In cui :

f_{ck} = resistenza caratteristica cilindrica = 28 Mpa

$$\gamma_c = 1.5$$

b_w = larghezza sezione = 1000 mm

d = altezza utile della sezione = 231 mm

A_{sl} = area armatura longitudinale tesa = 769 mm²

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} = 1.93 \quad (\leq 2)$$

$$\rho_1 = A_{sl} / (b_w \cdot d) = \text{rapporto geom. di armatura longitudinale} = 0.00333 \quad (\leq 0.02)$$

<p>CONSORZIO COSTRUTTORI TEEM</p> 	<p>Doc. N. B10761_E_B_AB8_MAXXX_0_ON_RC_00 1_A.doc</p>	<p>CODIFICA DOCUMENTO B10761_E_B_AB8_MAXXX_0_ON_RC_001</p>	<p>REV. A</p>	<p>FOGLIO 49 di 49</p>
---	--	--	-------------------	----------------------------

$$\sigma_{cp} = N_{ed}/A_c = \text{tensione media di compressione} = 0.00 \text{ Mpa} \quad (\leq 0.2 f_{ck}/\gamma_c)$$

$$v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0.496$$

sollecitazioni di progetto:

$$V_{ed} = 93.37 \text{ kN/m}$$

Risulta in base alle formule precedenti: $V_{Rd} = 114.7 \text{ kN} > V_{ed} = 93.37 \text{ kN}$