



AUTOSTRADA REGIONALE CISPADANA DAL CASELLO DI REGGIOLO-ROLO SULLA A22 AL CASELLO DI FERRARA SUD SULLA A13

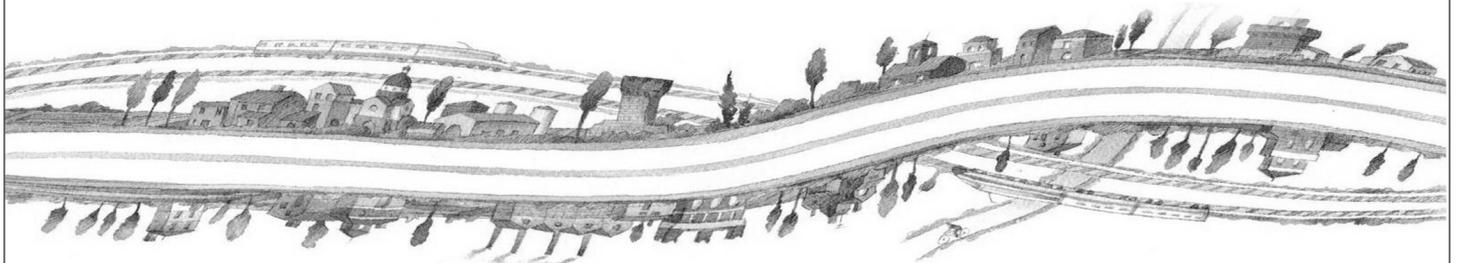
CODICE C.U.P. E81B08000060009

PROGETTO DEFINITIVO

ASSE AUTOSTRADALE (COMPRESIVO DEGLI INTERVENTI LOCALI DI COLLEGAMENTO VIARIO AL SISTEMA AUTOSTRADALE)

SEGNALETICA ORIZZONTALE E VERTICALE

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO BASAMENTI PORTALI SEGNALETICA



IL PROGETTISTA

RESPONSABILE INTEGRAZIONE
PRESTAZIONI SPECIALISTICHE

IL CONCESSIONARIO

PIACENTINI INGEGNERI S.r.l.
Ing. Luca Piacentini
Albo Ing. Bologna n° 4152

Ing. Emilio Salsi
Albo Ing. Reggio Emilia n° 945

Autostrada Regionale
Cispadana S.p.A.
IL PRESIDENTE
Graziano Pattuzzi



Graziano Pattuzzi

G										
F										
E										
D										
C										
B										
A	17.04.2012	Emissione				Tornabene	Piacentini	Salsi		
REV.	DATA	DESCRIZIONE				REDAZIONE	CONTROLLO	APPROVAZIONE		
IDENTIFICAZIONE ELABORATO										DATA: MAGGIO 2012
NUM. PROGR.	FASE	LOTTO	GRUPPO	CODICE OPERA WBS	TRATTO OPERA	AMBITO	TIPO ELABORATO	PROGRESSIVO	REV.	SCALA: -
2276	PD	0	A00	ASE00	0	SE	RT	01	A	

INDICE

1. PREMESSA	4
2. NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	8
2.1. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	8
3. DURABILITA' E PRESCRIZIONI SUI MATERIALI	9
4. INCIDENZE	11
5. CRITERI DI CALCOLO	12
5.1. CRITERI E DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA.....	12
5.2. CALCOLO DELLE SPINTE SUI PARAMENTI VERTICALI	16
5.2.1. Spinte attive in condizioni statiche.....	16
5.2.2. Spinte attive in condizioni sismiche	17
5.2.3. Parametri geotecnici.....	17
5.3. COMBINAZIONI DI CARICO AGLI STATI LIMITE	18
5.4. CRITERI DI VERIFICA	21
5.4.1. Verifiche strutturali.....	21
5.4.1.1 <i>Verifiche allo stato limite ultimo</i>	21
5.4.1.2 <i>Verifiche allo stato limite di fessurazione</i>	21
5.4.2. Verifiche geotecniche	22
5.4.2.1 <i>Verifica a scorrimento</i>	22
5.4.2.2 <i>Verifica al carico limite</i>	23
6. ANALISI DEI CARICHI	27
6.1. PESO PROPRIO E CARICHI PERMANENTI PORTATI	27
6.1.1. Spinta delle terre	27
6.2. CARICHI ACCIDENTALI	28
6.2.1. Azione del vento	28
6.2.2. Azione sovraccarico stradale.....	29
6.2.3. Azione da neve.....	29
6.2.4. Azioni sismiche.....	30
7. PORTALE A BANDIERA SBRACCIO DA 13.95M	32
7.1. DATI GEOMETRICI.....	32
7.1.1. Convenzioni sui segni.....	33
7.2. SOLLECITAZIONI SUGLI ELEMENTI STRUTTURALI	34
7.2.1. Carichi elementari.....	34

7.2.1.1	Carichi alla base del montante di acciaio	34
7.2.1.2	Carichi alla base del plinto di fondazione	35
7.2.2.	Combinazioni di carico	36
7.2.2.1	Sollecitazioni sulla base del montante di acciaio	37
7.2.2.2	Sollecitazioni all'intradosso della fondazione	37
7.3.	VERIFICHE STRUTTURALI DEL BASAMENTO DI FONDAZIONE	39
7.3.1.	Sollecitazioni sulla fondazione.....	40
7.3.2.	Verifiche a flessione allo Stato Limite Ultimo.....	40
7.3.2.1	Verifica in direzione longitudinale.....	40
7.3.2.2	Verifica in direzione trasversale	41
7.3.3.	Verifiche a taglio allo Stato Limite Ultimo	42
7.3.3.1	Verifica in direzione longitudinale.....	42
7.3.3.2	Verifica in direzione trasversale	42
7.3.4.	Verifiche di fessurazione	44
7.3.4.1	Verifica in direzione longitudinale.....	44
7.3.4.2	Verifica in direzione trasversale	45
7.4.	VERIFICHE GEOTECNICHE DEL BASAMENTO	46
8.	PORTALE A BANDIERA SBRACCIO DA 9.75M.....	48
8.1.	DATI GEOMETRICI.....	48
8.1.1.	Convenzioni sui segni.....	49
8.2.	SOLLECITAZIONI SUGLI ELEMENTI STRUTTURALI	50
8.2.1.	Carichi elementari.....	50
8.2.1.1	Carichi alla base del montante di acciaio.....	50
8.2.1.2	Carichi alla base del plinto di fondazione	51
8.2.2.	Combinazioni di carico	52
8.2.2.1	Sollecitazioni sulla base del montante di acciaio	53
8.2.2.2	Sollecitazioni all'intradosso della fondazione	53
8.3.	VERIFICHE STRUTTURALI DEL BASAMENTO DI FONDAZIONE	55
8.3.1.	Sollecitazioni sulla fondazione.....	56
8.3.2.	Verifiche a flessione allo Stato Limite Ultimo.....	56
8.3.2.1	Verifica in direzione longitudinale.....	56
8.3.2.2	Verifica in direzione trasversale	57
8.3.3.	Verifiche a taglio allo Stato Limite Ultimo	58
8.3.3.1	Verifica in direzione longitudinale.....	58
8.3.3.2	Verifica in direzione trasversale	58
8.3.4.	Verifiche di fessurazione	60
8.3.4.1	Verifica in direzione longitudinale.....	60
8.3.4.2	Verifica in direzione trasversale	61
8.4.	VERIFICHE GEOTECNICHE DEL BASAMENTO DI FONDAZIONE	62

1. PREMESSA

La presente relazione tratta il dimensionamento e la verifica delle fondazioni dei portali a bandiera caratterizzati da luce fino a 13.95m e 9.75m su fondazione diretta previsti nell'ambito delle attività di progettazione per la redazione del Progetto Definitivo di Autostrada Regionale Cispadana dal casello di Reggiolo-Rolo su A22 al casello di Ferrara Sud su A13.

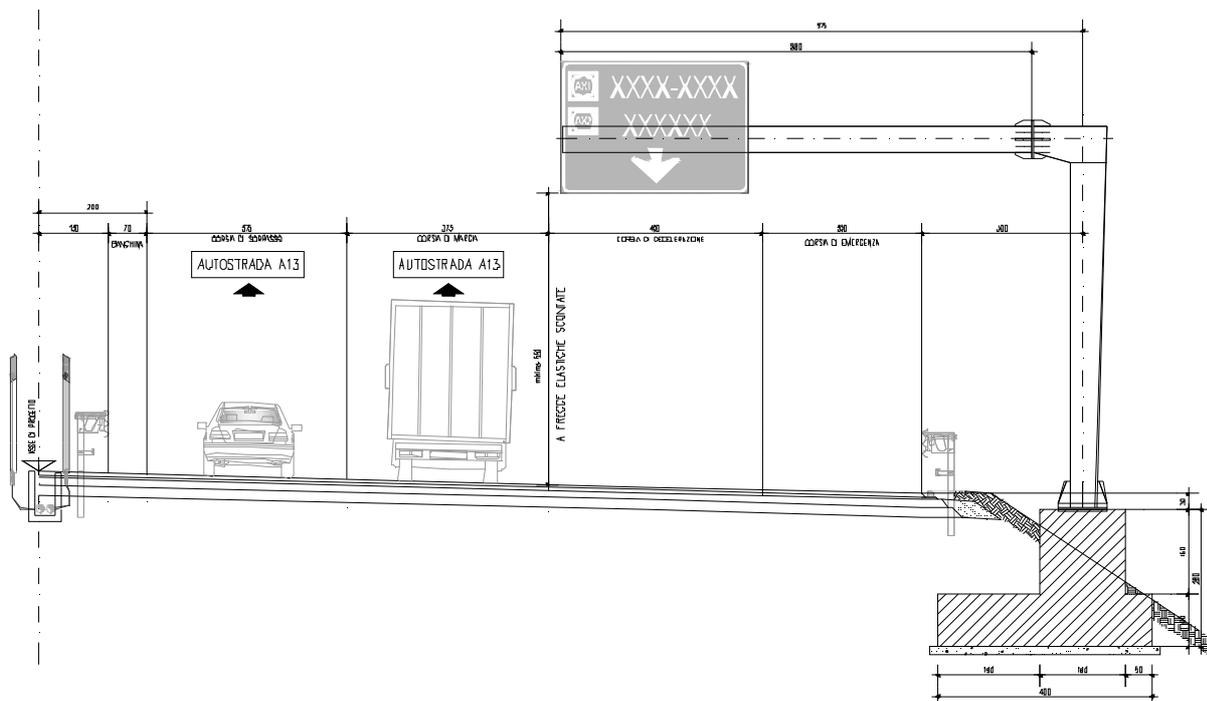
Le azioni considerate nel calcolo sono quelle tipiche di una struttura interrata con l'aggiunta dell'azione del vento, della neve ed eventualmente delle azioni di tipo stradale.

La normativa a cui si fa riferimento è il D.M. Min. del 14 gennaio 2008 – Norme Tecniche per le Costruzioni.

L'opera ricade in zona sismica, pertanto, saranno applicate le azioni di rito previste dalla norma, così come riportato nei capitoli successivi.

Si precisa che la verifica delle sovrastrutture metalliche e del giunto di base non sono oggetto della presente relazione. Sono comprese la verifica delle armature dei plinti di fondazione e la verifica geotecnica.

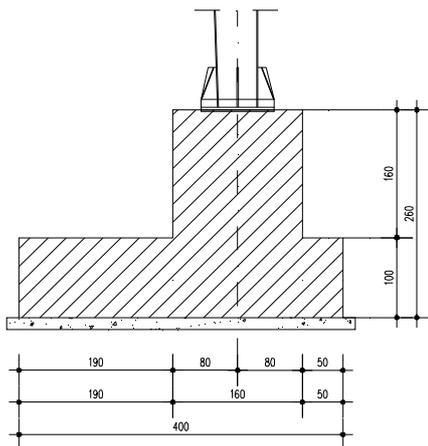
Le geometrie delle strutture in elevazione e dei basamenti di fondazione sono riportate nelle seguenti immagini.



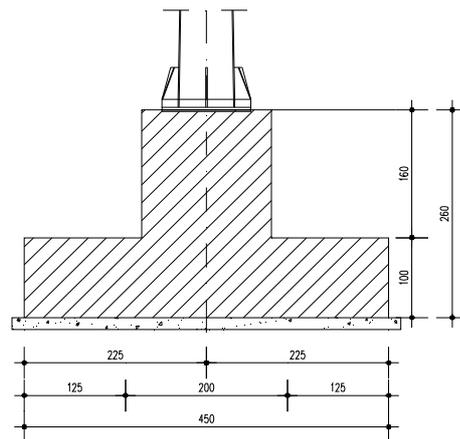
Portale a bandiera con sbraccio da 9.75m.

SEGNALETICA ORIZZONTALE E VERTICALE
Relazione tecnica e di calcolo basamenti portali segnaletica

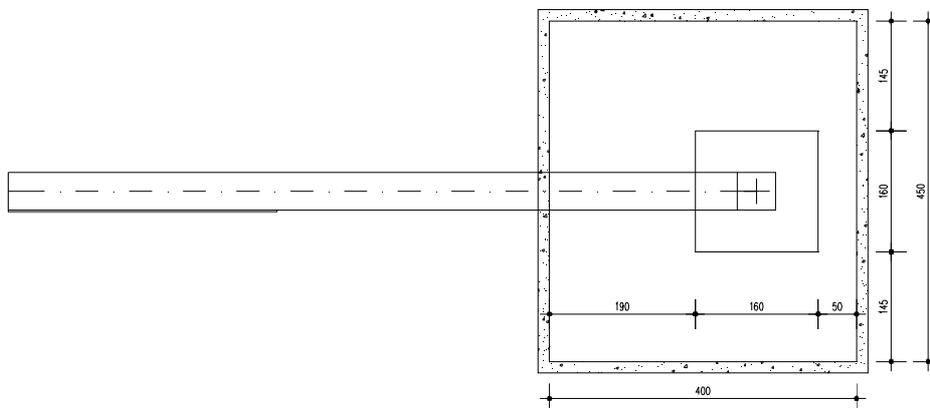
SEZIONE TRASVERSALE
SCALA 1:50



SEZIONE LONGITUDINALE
SCALA 1:50

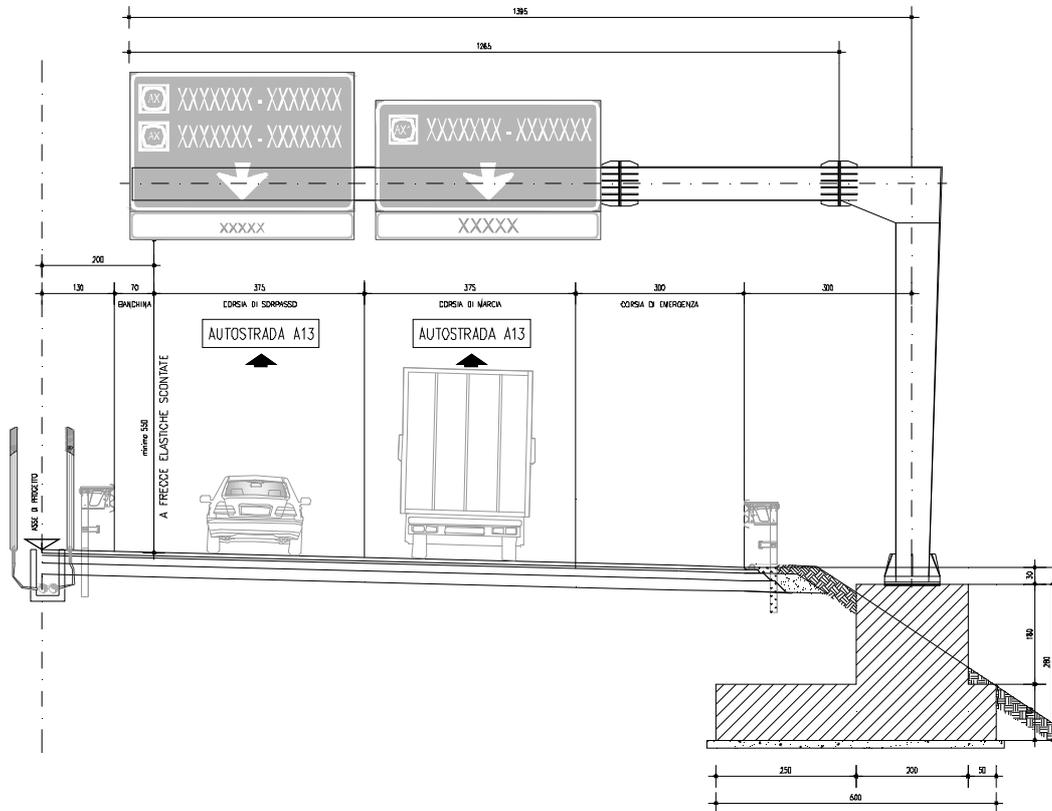


PIANTA
SCALA 1:50



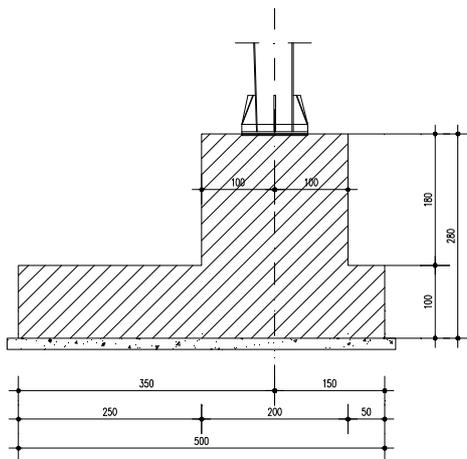
Fondazione portale a bandiera con sbraaccio da 9.75m.

SEGNALETICA ORIZZONTALE E VERTICALE
Relazione tecnica e di calcolo basamenti portali segnaletica

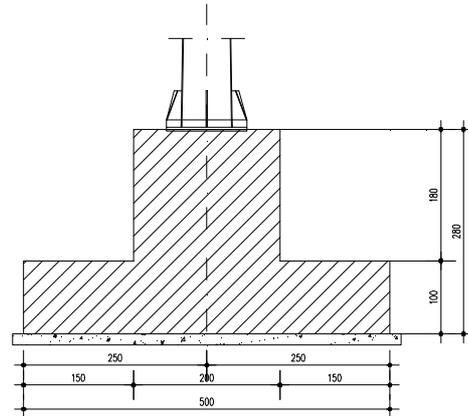


Portale a bandiera con sbraaccio da 13.95m.

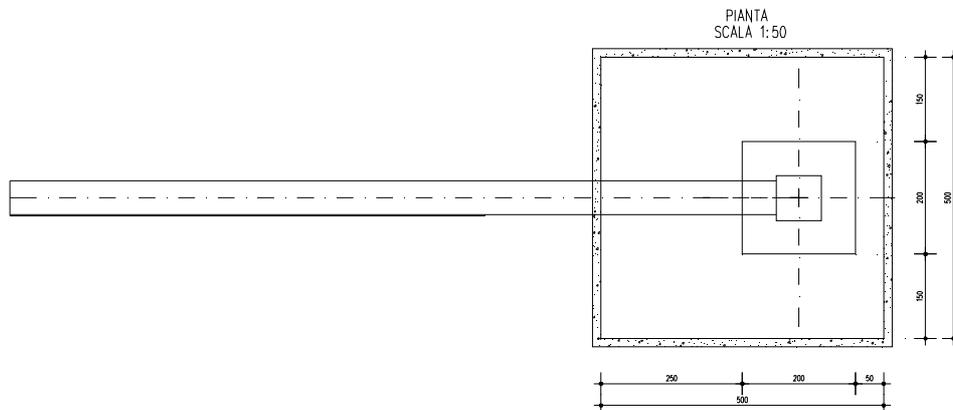
SEZIONE TRASVERSALE
SCALA 1:50



SEZIONE LONGITUDINALE
SCALA 1:50



SEGNALETICA ORIZZONTALE E VERTICALE
Relazione tecnica e di calcolo basamenti portali segnaletica



Fondazione portale a bandiera con sbraccio da 13.95m.

Per quanto riguarda il dimensionamento e le verifiche dei basamenti dei portali a farfalla, essi risultano implicitamente soddisfatti, una volta dimensionati e verificati i basamenti del portale a bandiera con sbraccio da 13.95m, essendo i carichi agenti inferiori e le dimensioni del plinto pari a quelle del basamento relativo al portale a bandiera. Nella presente relazione si riportano i calcoli relativi ai soli portali a bandiera.

2. NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

2.1. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

[1] Elenco delle normative di riferimento "PD_0_000_00000_0_GE_KT_01"

[2] Tabella materiali e classi di esposizione calcestruzzo "PD_0_000_00000_0_GE_TB_01"

[3] Relazione Geotecnica Generale "PD_0_A00_A0000_0_GT_RB_01"

[4] Vita utile e classi d'uso delle opere "PD_0_000_00000_0_GE_KT_02"

3. DURABILITA' E PRESCRIZIONI SUI MATERIALI

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

Al fine di ottenere la prestazione richiesta in funzione delle condizioni ambientali, nonché per la definizione della relativa classe, si fa riferimento alle indicazioni contenute nelle Linee Guida sul calcestruzzo strutturale edite dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici ovvero alle norme UNI EN 206-1:2006 ed UNI 11104:2004.

Ai fini di preservare le armature dai fenomeni di aggressione ambientale, dovrà essere previsto un idoneo copriferro; il suo valore, misurato tra la parete interna del cassero e la generatrice dell'armatura metallica più vicina, individua il cosiddetto "copriferro nominale".

Il copriferro nominale c_{nom} è somma di due contributi, il copriferro minimo c_{min} e la tolleranza di posizionamento h . Vale pertanto: $c_{nom} = c_{min} + h$.

La tolleranza di posizionamento delle armature "h", per le strutture gettate in opera, può essere assunta pari a 5 mm, nell'ipotesi in cui sia previsto controllo di qualità con misura dei copriferri.

Sulla base del documento [2], specificato nel paragrafo "Normativa e documenti di riferimento", si estrapolano le classi di resistenza minima del calcestruzzo, copriferro per le quattro sezioni di calcolo indicate nella premessa.

Sulla base di quanto definito nel suddetto documento [2] ed in accordo con quanto previsto nelle tabelle 4.2.III e 4.1.IV del D.M. 14 Gennaio 2008 si definiscono le condizioni ambientali ed i relativi limiti di apertura delle fessure accettabili per ciascun elemento strutturale.

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

TABELLA 3.1 – DESCRIZIONE DELLE CONDIZIONI AMBIENTALI (TABELLA 4.2.III NTC 2008)

SEGNALETICA ORIZZONTALE E VERTICALE
Relazione tecnica e di calcolo basamenti portali segnaletica

Nella tabella 4.1.IV del D.M. 14 Gennaio 2008, riportata di seguito per comodità, sono indicati i criteri di scelta dello stato limite di fessurazione con riferimento alle condizioni ambientale e al tipo di armatura. Nel caso specifico si evidenziano i limiti di apertura delle fessure da utilizzare per le verifiche agli stati limite di esercizio.

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_d	Stato limite	w_d
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

TABELLA 3.2 - CRITERI DI SCELTA DELLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE (TABELLA 4.1.IV NTC 2008)

4. INCIDENZE

Si forniscono qui di seguito le incidenze di armatura relative ai basamenti dei portali per la segnaletica.

Descrizione Opera	Incidenza kg/mc
	Fondazione
Fondazione portale con sbraccio da 13.95m	80
Fondazione portale con sbraccio da 9.75m	80
Fondazione portale a farfalla	80

TABELLA 4.1 – INCIDENZE ARMATURE

5. CRITERI DI CALCOLO

Le verifiche sono condotte, in osservanza al D.M. del 14.01.2008 “Norme tecniche per le costruzioni”, attraverso il metodo semiprobabilistico agli Stati Limite.

Gli Stati Limite Ultimi delle opere di fondazione si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno, e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono le opere stesse.

Per le strutture assimilabili alle opere di fondazione e di sostegno § 6.4.2 (NTC) e § 6.5.3 (NTC) devono essere effettuate le verifiche con riferimento almeno ai seguenti Stati Limite:

- *SLU di tipo geotecnico (GEO) e di equilibrio di corpo rigido (EQU)*
- *SLU di tipo strutturale (STR)*

Nel paragrafo “Combinazioni di carico agli stati limite” saranno esplicitati i singoli *SLU* appena citati e impiegati per le verifiche.

5.1. CRITERI E DEFINIZIONE DELL’AZIONE SISMICA

L’effetto dell’azione sismica di progetto sull’opera nel suo complesso, includendo il volume significativo di terreno, la struttura di fondazione, gli elementi strutturali, deve rispettare gli stati limite ultimi e di esercizio definiti al § 3.2.1 (NTC), i cui requisiti di sicurezza sono indicati nel § 7.1 delle NTC.

Il rispetto degli Stati Limite si considera conseguito quando:

- nei confronti degli stati limite di esercizio siano rispettate le verifiche relative al solo Stato Limite di Danno;
- nei confronti degli stati limite ultimi siano rispettate le indicazioni progettuali e costruttive riportate nel § 7 delle (NTC) e siano soddisfatte le verifiche relative al solo Stato Limite di salvaguardia della Vita.

Per Stato Limite di Danno (SLD) s’intende che l’opera, nel suo complesso, a seguito del terremoto, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali. Lo stato limite di esercizio comporta la verifica delle tensioni di lavoro, in conformità al § 4.1.2.2.5 (NTC).

Per Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV) s'intende che l'opera a seguito del terremoto subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali e impiantistici e significativi danni di componenti strutturali, cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali.

Gli stati limite, sia di esercizio sia ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni che l'opera da realizzarsi deve assolvere durante un evento sismico; per la funzione che l'opera deve espletare nella sua vita utile, è significativo calcolare lo Stato Limite di Danno (SLD) per l'esercizio e lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) per lo stato limite ultimo.

A riguardo del calcolo allo SLV, dovendo la struttura mantenere durante l'evento sismico un comportamento elastico, vengono eseguite le verifiche alle tensioni di esercizio (§ 4.1.2.2.5), assumendo come limite delle tensioni di esercizio quelle adottate per la combinazione caratteristica (rara). Tale condizione, in accordo al punto § 7.10.6.1., consente di ritenere soddisfatte anche le verifiche nei confronti dello SLD.

Per la definizione dell'azione sismica, occorre definire il periodo di riferimento (P_{VR}) in funzione dello stato limite considerato.

La vita nominale (V_N) dell'opera è stata assunta pari a 100 anni;

La classe d'uso assunta è la IV;

Dalla tabella Tab.2.4.11 delle (NTC) è possibile risalire al valore del coefficiente d'uso (C_u)

$$C_u = 2.0$$

Il periodo di riferimento (V_R) per l'azione sismica, data la vita nominale e la classe d'uso vale:

$$V_R = V_N \cdot C_u = 200 \text{ anni}$$

I valori di probabilità di superamento nel periodo di riferimento (P_{VR}), cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente è:

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

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

$$T_R(SLV) = 1898 \text{ anni}$$

Dato il valore del periodo di ritorno suddetto, tramite le tabelle riportate nell'Allegato B della norma o tramite la mappatura messa a disposizione in rete dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV), è possibile definire i valori di a_g , F_0 , T_c^* , dove:

a_g : accelerazione orizzontale massima del terreno;

F_0 : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

T_c^* : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale;

S : coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_s) e dell'amplificazione topografica (S_t) di cui al § 3.2.3.2.;

I parametri spettrali per il calcolo dell'azione sismica vengono individuati sulla base del rischio sismico massimo presente sull'intero tracciato:

Parametri di pericolosità Sismica

STATO LIMITE	TR [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_c^* [sec]
SLO	120	0.081	2.567	0.265
SLD	201	0.104	2.584	0.269
SLV	1898	0.263	2.465	0.288
SLC	2475	0.292	2.437	0.292

I valori delle caratteristiche sismiche (a_g , F_0 , T_c^*) per lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita sono:

	SLV
a_g	0.263
F_0	2.465
T_c^*	0.288
S_s	1.427
C_c	2.331
S_t	1.000
q	1.000

Il calcolo viene eseguito con i metodi pseudostatici (§ 7.11.6 NTC). L'analisi pseudostatica si effettua mediante i metodi dell'equilibrio limite. Nell'analisi pseudostatica, l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico.

L'azione sismica derivante dalla dinamica struttura in elevazione viene calcolata mediante un'analisi pseudo-statica, considerando il valore di accelerazione fornito dallo spettro di risposta di progetto. In particolare si assume a favore di sicurezza, che il periodo di oscillazione del modo di vibrare principale della struttura sia compreso tra i valori di T_B e T_C .

I valori delle accelerazioni di progetto orizzontali si calcolano come:

$$S_d = a_g \cdot S \cdot F_0 \cdot 1/q$$

Dove $q = 2.00$ secondo quanto indicato al punto 7.5.2.2 del DM del 14 Gennaio 2008 nei riguardi delle "Strutture a mensola o a pendolo inverso".

Si riporta l'accelerazione di progetto considerata:

$$S_d = 0.263g \cdot 1.427 \cdot 2.465 \cdot 1/2 = 0.463g$$

I valori delle accelerazioni di progetto verticali si calcolano come:

$$S_d = a_g \cdot S \cdot F_v \cdot 1/q$$

Dove $q = 1.5$ secondo quanto indicato dal DM del 14 Gennaio 2008.

$$F_v = 1.35 \cdot F_0 \cdot \sqrt{a_g/g}$$

Si riporta l'accelerazione di progetto considerata, considerato che $S=S_s \cdot S_T=1$ per la componente verticale.

$$S_{dv} = 0.263g \cdot 1.708 \cdot 1 / 1.5 = 0.3g$$

Dove:

$$F_v = 1.35 \cdot 2.465 \cdot \sqrt{0.263} = 1.708$$

L'azione sismica è rappresentata da un insieme di forze statiche orizzontali, date dal prodotto delle forze di gravità per le accelerazioni in precedenza definite e combinata con le altre azioni in modo tale da produrre gli effetti più sfavorevoli. Il calcolo si considera a favore di sicurezza in quanto si è assunto per le azioni sismiche la massima amplificazione possibile.

5.2. CALCOLO DELLE SPINTE SUI PARAMENTI VERTICALI

In generale occorre considerare, di volta in volta, le spinte più appropriate a seconda della deformabilità della parete.

Nel caso di muri per i quali si possano accettare significative deformazioni, è possibile assumere, sia in condizioni statiche sia in condizioni sismiche, un regime di spinte attive, da valutarsi, introducendo nel caso sismico un coefficiente β_m in accordo con la Tabella 7.11.II di NTC2008.

(SLV) $k_h = \beta_m \cdot a_{max}/g$ (β_m da Tab 7.11.II) in questo caso $\beta_m = 0.31$.

In presenza di sisma, è consentito l'approccio pseudo-statico, secondo il quale il complesso muro + terreno mobilitato è pensato soggetto ad un'accelerazione sismica uniforme avente le seguenti componenti

Orizzontale = $k_h g$ Verticale = $k_v g = \pm 0.5 k_h g$

Seguono ora criteri generali di valutazione delle spinte, applicabili a geometrie ordinarie.

5.2.1. Spinte attive in condizioni statiche

Ad una generica profondità z , nel caso di terreno puramente granulare, lo sforzo orizzontale totale $\sigma_A(z)$ sulla parete è dato da:

$$\sigma_A(z) = K_A \cdot [\sigma_v(z) - u(z)] + u(z) \quad (5-1)$$

In cui

$\sigma_v(z)$ = sforzo verticale totale alla generica profondità, ossia il peso della colonna di terreno e di acqua soprastante la quota z .

$u(z)$ = pressione dell'acqua alla generica profondità

Il coefficiente di spinta attiva K_A può, in genere, essere assunto pari a

$$K_A = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) \quad (5-2)$$

Operando nell'ambito del metodo agli stati limite, nelle formule precedenti, va introdotto l'angolo d'attrito di calcolo, cioè $\tan(\phi_d) = \tan(\phi_k) / \gamma_\phi$ se si opera nell'ambito di una combinazione GEO (ad esempio A2+M2+R2).

L'entità della spinta viene calcolata come di seguito riportato (in valore assoluto):

$$S = \frac{1}{2} \gamma_t \cdot K_a \cdot H_1^2$$

dove:

γ_t = peso di volume del terreno.

K_a = coefficiente di spinta attiva in condizioni statiche.

H_1 = altezza di terreno spingente.

Si ipotizza che il contributo di spinta abbia una distribuzione triangolare.

5.2.2. Spinte attive in condizioni sismiche

Nell'ambito dell'approccio pseudo-statico, il complesso muro + terreno mobilitato è pensato soggetto ad un'accelerazione sismica uniforme avente le seguenti componenti

Orizzontale = $k_h \cdot g$ Verticale = $k_v \cdot g$

I coefficienti di spinta attiva sono dati dalle seguenti espressioni (Mononobe & Okabe, nel seguito M-O):

CONDIZIONI DI SPINTA ATTIVA – Teoria di M-O

$$\beta \leq \phi - \theta: K_{A,E} = \frac{\text{sen}^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \text{sen}^2 \psi \text{sen}(\psi - \theta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \text{sen}(\phi - \beta - \theta)}{\text{sen}(\psi - \theta - \delta) \text{sen}(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

$$\beta > \phi - \theta: K_{A,E} = \frac{\text{sen}^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \text{sen}^2 \psi \text{sen}(\psi - \theta - \delta)}$$

(5-3)

Operando nell'ambito del metodo agli stati limite, nelle formule precedenti, va introdotto l'angolo d'attrito di calcolo, cioè $\tan(\phi_d) = \tan(\phi_k) / \gamma_\phi$ se si opera nell'ambito di una combinazione GEO (ad esempio A2+M2+R2).

5.2.3. Parametri geotecnici

In accordo con quanto riportato nella Relazione Geotecnica di cui al rif. [3], si riportano i seguenti parametri geotecnici del materiale da rilevato:

Angolo di attrito interno del terreno Φ (°)	38
Coesione efficace c' (kPa)	0
Peso di volume naturale γ_n (kN/m ³)	19.5

Per mezzo dei suddetti parametri geotecnici equivalenti del terreno da riporto si è giunti alla definizione dei seguenti coefficienti di spinta:

- coefficiente di spinta a riposo $k_0 = 0.384$ (stato limite STR)
- coefficiente di spinta attiva $k_a = 0.238$ (stato limite STR)
- coefficiente di spinta a riposo, combinazione M2 $k_{0,M2} = 0.470$ (stato limite GEO)
- coefficiente di spinta attiva, combinazione M2 $k_{a,M2} = 0.307$ (stato limite GEO)

5.3. COMBINAZIONI DI CARICO AGLI STATI LIMITE

Le combinazioni di carico agli stati limite considerate ai fini delle verifiche, sono stabilite in modo da garantire la sicurezza in conformità a quanto prescritto nel Cap. 2 delle (NTC).

Per le opere di fondazione in oggetto devono essere effettuate le verifiche con riferimento almeno ai seguenti Stati Limite:

- ✓ SLU di tipo geotecnico (GEO) e di equilibrio di corpo rigido (EQU)
 - Collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno
 - Collasso per scorrimento sul piano di posa
 - Stabilità globale
 -
- ✓ SLU di tipo strutturale (STR)
 - Raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali

accertando che la condizione (6.2.1 delle NTC) sia soddisfatta per ogni stato limite preso in considerazione.

Per le fondazioni superficiali dei muri di sostegno le verifiche saranno condotte secondo l'approccio progettuale "Approccio 1", utilizzando i coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 5.1.V per i parametri

SEGNALETICA ORIZZONTALE E VERTICALE
Relazione tecnica e di calcolo basamenti portali segnaletica

geotecnici e le azioni.

combinazione 1 → (A1+M1+R1) ⇒ STR (verifiche degli elementi strutturali)

combinazione 2 → (A2+M2+R2) ⇒ GEO (carico limite)

combinazione sisma → (1+M1+R1) ⇒ SISMA (verifiche degli elementi strutturali e carico limite)

CARICHI	EFFETTO	SIMBOLO γ^F	EQU	A1 (STR)	A2 (GEO)
Permanenti	favorevole	γ_{G1}	0.9	1.0	1.0
	sfavorevole		1.1	1.3	1.0
Permanenti non strutturali	favorevole	γ_{G2}	0.0	0.0	0.0
	sfavorevole		1.5	1.5	1.3
Variabili	favorevole	γ_{Qi}	0.0	0.0	0.0
	sfavorevole		1.5	1.5	1.3
Variabili da traffico (da Tab. 5.1.V NTC)	favorevole	γ_Q	0.0	0.0	0.0
	sfavorevole		1.35	1.35	1.15

COEFFICIENTI PARZIALI PER I PARAMETRI DEL TERRENO (TABELLA 6.2. II NTC 2008)

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFF. PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_m	M1	M2
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1	1.25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1	1.25
Resistenza non drenata	c'_{uk}	γ_{cu}	1	1.4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_r	1	1

COEFFICIENTI PARZIALI γ_R PER LA RESISTENZA DEI PALI DI FONDAZIONE

Ai fini delle verifiche degli stati limite ultimi si definiscono le seguenti combinazioni:

$$\begin{aligned} \text{STR)} \Rightarrow & \quad \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki} & \Rightarrow (\Phi_d' = \Phi_k') \\ \text{GEO)} \Rightarrow & \quad \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki} & \Rightarrow (\text{spinte } \Phi_d' = \tan^{-1}(\tan \Phi_k' / \gamma_\phi)) \end{aligned}$$

Ai fini delle verifiche degli stati limite di esercizio si definiscono le seguenti combinazioni:

$$\begin{aligned} \text{Rara)} & \quad \Rightarrow \quad G_1 + G_2 + Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki} \\ \text{Frequente)} & \quad \Rightarrow \quad G_1 + G_2 + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki} \\ \text{Quasi permanente)} & \quad \Rightarrow \quad G_1 + G_2 + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki} \end{aligned}$$

Per la condizione sismica, le combinazioni per gli stati limite ultimi da prendere in considerazione sono le seguenti:

$$\begin{aligned} \text{STR)} \Rightarrow & \quad E + G_1 + G_2 + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki} & \Rightarrow (\Phi_d' = \Phi_k') \\ \text{GEO)} \Rightarrow & \quad E + G_1 + G_2 + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki} & \Rightarrow (\text{spinte } \Phi_d' = \tan^{-1}(\tan \Phi_k' / \gamma_\phi)) \end{aligned}$$

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

$$G_1 + G_2 + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

5.4. CRITERI DI VERIFICA

5.4.1. Verifiche strutturali

Per le verifiche strutturali si considerano tutte le combinazioni previste dalla normativa di riferimento e precedentemente riportate, sia per lo S.L.U. che per lo S.L.E..

5.4.1.1 Verifiche allo stato limite ultimo

Allo S.L.U. si condurranno tutti i controlli tramite domini di interazione per verificare la resistenza strutturale delle sezioni, sollecitate a flessione e taglio.

5.4.1.2 Verifiche allo stato limite di fessurazione

Le verifiche a fessurazione sono state condotte considerando:

Verifica di formazione delle fessure: la verifica si esegue per la sezione interamente reagente e per le sollecitazioni di esercizio si determina la massima trazione nel calcestruzzo σ_{ct} , confrontandola con la resistenza caratteristica a trazione per flessione f_{ctk} ; se risulta $\sigma_{ct} < f_{ctk}$ la verifica è soddisfatta, altrimenti si procede alla verifica di apertura delle fessure.

Verifica di apertura delle fessure: l'apertura convenzionale delle fessure è calcolata con le modalità indicate nell'EC2, come richiesto dal D.M.Min.II. TT. del 14 gennaio 2008, e valutata con le sollecitazioni relative alle Combinazioni FR o QP.

La massima apertura ammissibile risulta rispettivamente per le strutture in ambiente aggressivo ed armature poco sensibili:

- combinazione di carico Frequante: $w_k \leq w_3 = 0.30\text{mm}$
- combinazione di carico quasi permanente: $w_k \leq w_2 = 0.20\text{mm}$

mentre per le strutture in ambiente ordinario si ha:

- combinazione di carico Frequante: $w_k \leq w_3 = 0.40\text{mm}$
- combinazione di carico quasi permanente: $w_k \leq w_2 = 0.30\text{mm}$

5.4.2. Verifiche geotecniche

5.4.2.1 Verifica a scorrimento

Per la verifica a scorrimento del plinto lungo il piano di fondazione deve risultare che la somma di tutte le forze parallele al piano di posa che tendono a fare scorrere il plinto deve essere minore di tutte le forze, parallele al piano di scorrimento, che si oppongono allo scivolamento, secondo un certo coefficiente di sicurezza. La verifica a scorrimento risulta soddisfatta se il rapporto fra la risultante delle forze resistenti allo scivolamento F_r e la risultante delle forze che tendono a fare scorrere il muro F_s risulta maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza η_s

Eseguendo il calcolo mediante gli Eurocodici si può impostare $\eta_s \geq 1.1$

$$\frac{F_r}{F_s} \geq \eta_s$$

Le forze che intervengono nella F_s sono: le forze d'inerzia parallela al piano di fondazione, la spinta dovuta al carico da sisma e quella dovuta al carico da vento.

La forza resistente è data dalla resistenza d'attrito e dalla resistenza per adesione lungo la base della fondazione. Detta N la componente normale al piano di fondazione del carico totale gravante in fondazione e indicando con δ_f l'angolo d'attrito terreno-fondazione, con c_a l'adesione terreno-fondazione e con B_r la larghezza della fondazione reagente, la forza resistente può esprimersi come

$$F_r = N \operatorname{tg} \delta_f + c_a B_r$$

La Normativa consente di computare, nelle forze resistenti, una aliquota dell'eventuale spinta dovuta al terreno posto a valle del plinto. In tal caso, però, il coefficiente di sicurezza deve essere aumentato opportunamente. L'aliquota di spinta passiva che si può considerare ai fini della verifica a scorrimento non può comunque superare il 50 per cento.

Per quanto riguarda l'angolo d'attrito terra-fondazione, δ_f , diversi autori suggeriscono di assumere un valore di δ_f pari all'angolo d'attrito del terreno di fondazione.

Nel caso in oggetto verrà assunto un angolo $\delta_f = \phi$ ed una spinta a valle nulla.

5.4.2.2 Verifica al carico limite

Il rapporto fra il carico limite in fondazione e la componente normale della risultante dei carichi trasmessi dal muro sul terreno di fondazione deve essere superiore a η_q . Cioè, detto Q_u , il carico limite ed R la risultante verticale dei carichi in fondazione, deve essere:

$$\frac{Q_u}{R} \geq \eta_q$$

Eseguendo il calcolo mediante gli Eurocodici si può impostare $\eta_q \geq 1.0$

Le espressioni di Hansen per il calcolo della capacità portante si differenziano a seconda se siamo in presenza di un terreno puramente coesivo ($\phi=0$) o meno e si esprimono nel modo seguente:

Caso generale

$$q_u = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q + 0.5 \cdot B \cdot \gamma \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma \cdot b_\gamma$$

Caso di terreno puramente coesivo $\phi=0$

$$q_u = 5.14 \cdot c \cdot (1 + s_c + d_c - i_c - g_c - b_c) + q$$

in cui d_c, d_q, d_γ , sono i fattori di profondità; s_c, s_q, s_γ , sono i fattori di forma; i_c, i_q, i_γ , sono i fattori di inclinazione del carico; b_c, b_q, b_γ , sono i fattori di inclinazione del piano di posa; g_c, g_q, g_γ , sono i fattori che tengono conto del fatto che la fondazione poggia su un terreno in pendenza.

I fattori N_c, N_q, N_γ sono espressi come:

$$N_q = e^{\pi \cdot \text{tg} \phi} K_p$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \text{ctg} \phi$$

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

Vediamo ora come si esprimono i vari fattori che compaiono nella espressione del carico ultimo.

Fattori di forma

$$\text{per } \phi=0 \quad s_c = 0.2 \frac{B}{L}$$

$$\text{per } \phi>0 \quad s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \frac{B}{L}$$

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \operatorname{tg} \phi$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$$

Fattori di profondità

Si definisce il parametro k come

$$k = \frac{D}{B} \quad \text{se} \quad \frac{D}{B} \leq 1$$

$$k = \operatorname{arctg} \frac{D}{B} \quad \text{se} \quad \frac{D}{B} > 1$$

I vari coefficienti si esprimono come

$$\text{per } \phi=0 \quad d_c = 0.4k$$

$$\text{per } \phi>0 \quad d_c = 1 + 0.4k$$

$$d_q = 1 + 2 \operatorname{tg} \phi (1 - \sin \phi)^2 k$$

$$d_\gamma = 1$$

Fattori di inclinazione del carico

Indichiamo con V e H le componenti del carico rispettivamente perpendicolare e parallela alla base e con A_f l'area efficace della fondazione ottenuta come $A_f = B' \times L'$ (B' e L' sono legate alle dimensioni effettive della fondazione B , L e all'eccentricità del carico e_B , e_L dalle relazioni $B' = B - 2e_B$ $L' = L - 2e_L$) e con η l'angolo di inclinazione della fondazione espresso in gradi ($\eta = 0$ per fondazione orizzontale).

I fattori di inclinazione del carico si esprimono come:

$$\text{per } \phi = 0 \quad i_c = 1/2(1 - \sqrt{1 - \frac{H}{A_f c_a}})$$

$$\text{per } \phi > 0 \quad i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

$$i_q = \left(1 - \frac{0.5H}{V + A_f c_a \text{ctg}\phi}\right)^5$$

$$\text{per } \eta = 0 \quad i_\gamma = \left(1 - \frac{0.7H}{V + A_f c_a \text{ctg}\phi}\right)^5$$

$$\text{per } \eta > 0 \quad i_\gamma = \left(1 - \frac{(0.7 - \eta^\circ/450^\circ)H}{V + A_f c_a \text{ctg}\phi}\right)^5$$

Fattori di inclinazione del piano di posa della fondazione

$$\text{per } \phi = 0 \quad b_c = \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$$

$$\text{per } \phi > 0 \quad b_c = 1 - \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$$

$$b_q = e^{-2\eta \text{tg}\phi}$$

$$b_\gamma = e^{-2.7\eta \text{tg}\phi}$$

Fattori di inclinazione del terreno

Indicando con β la pendenza del pendio i fattori g si ottengono dalle espressioni seguenti:

$$\text{per } \phi = 0 \quad g_c = \frac{\beta^\circ}{147^\circ}$$

$$\text{per } \phi > 0 \quad g_c = 1 - \frac{\beta^\circ}{147^\circ}$$

$$g_q = g_\gamma = (1 - 0.05 \text{tg}\beta)^\delta$$

Per poter applicare la formula di Hansen devono risultare verificate le seguenti condizioni:

$$H < V \text{tg}\delta + A_r c_a$$

$$\beta \leq \phi$$

$$i_q, i_\gamma > 0$$

$$\beta + \eta \leq 90^\circ$$

6. ANALISI DEI CARICHI

Nel seguente paragrafo si descrivono i carichi elementari da assumere per le verifiche di resistenza in esercizio ed in presenza dell'evento sismico.

I carichi considerati per il dimensionamento delle strutture sono sia di natura statica che dinamica e comprendono essenzialmente il peso proprio delle strutture, il carico permanente dovuto al peso della cartellonistica, il vento sulla struttura e sui cartelli, la neve sul traverso superiore ed infine l'azione sismica.

Tutte le condizioni di carico sono diffusamente descritte nel seguito ed i carichi caratteristici, al fine di ottenere le sollecitazioni di progetto per effettuare le successive verifiche, verranno opportunamente combinati fra loro.

6.1. PESO PROPRIO E CARICHI PERMANENTI PORTATI

Per i materiali si assumono i seguenti pesi specifici:

- | | |
|--------------------------------------|------------------------|
| - calcestruzzo armato: | 25 kN/m ³ |
| - profilati in acciaio | 78.5 kN/m ³ |
| - terreno sullo sbalzo di fondazione | 19.5 kN/m ³ |

Per quanto concerne in carico dovuto al peso dei pannelli si considera una lamiera in acciaio dello spessore di 2mm circa che implica una pressione dovuta a tali carichi pari a 0.16kN/m².

6.1.1. Spinta delle terre

Il terreno a tergo dei muri è costituito da materiale da rilevato.

Secondo quanto riportato nella relazione Geotecnica di cui al rif. [3], si assumono i seguenti parametri :

$$\gamma_t = 19.50 \text{ kN/m}^3$$

$$c'=0.00 \text{ Kpa};$$

$$\phi_k = 38.0^\circ$$

$$\phi'_{dM1} = 38.0^\circ$$

$$\phi'_{dM2} = \text{artg}(\text{tg}38^\circ/1.25) = 32.00^\circ$$

da cui risulta:

	<i>Coeff. M1 - $\gamma_{m,\phi}=1$</i>	<i>Coeff. M2 - $\gamma_{m,\phi}=1.25$</i>
<i>Spinta attiva λ_a</i>	0.238	0.307

6.2. CARICHI ACCIDENTALI

6.2.1. Azione del vento

Il D.M. del 14 Gennaio 2008 al punto 3.3, fornisce indicazioni per il calcolo della velocità di riferimento e della velocità media del vento. L'azione statica equivalente del vento è ricavabile, secondo quanto indicato dallo stesso documento, in funzione della velocità calcolata. Ai fini del calcolo delle sollecitazioni si fa riferimento al vento nella sola direzione perpendicolare all'asse stradale.

La pressione del vento è data dall'espressione:

$$p = q_b * c_e * c_p * c_d$$

dove:

- q_b pressione cinetica di riferimento
- c_e coefficiente di esposizione
- c_p coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico)
- c_d coefficiente dinamico

I dati di ingresso sono i seguenti:

H_{da} estradosso fondazione =	9.10
Zona	2
Rugosità	D
espos	II
Z_{tot} =	20m s.l.m.
$V_{b,0}$ =	25m/sec
a_0 =	750m/sec

$k_a =$	0.0151/sec
$t_r =$	100anni
$\rho_0 =$	1.25kg/m ³
$\alpha(tr) =$	1.04
$v_b =$	26.0m/sec
$q_b =$	0.430kN/m ²
$Z_o =$	0.05m
$Z_{min} =$	4m
$k_r =$	0.19
$C_p =$	1.800
$C_d =$	1.000
$C_t =$	1.000
$C_e(z)_{max}$	2.293
$q_{v, max} =$	1.77kN/mq

Il coefficiente di forma c_p viene ottenuto facendo riferimento alle indicazioni fornite dalla CNT-DT 207/2008 nell'Allegato G al punto G7 per le insegne ed i tabelloni:

$$c_p = 1.80$$

Come indicato nell'Allegato stesso, il punto di applicazione della forza statica equivalente viene preso con un'eccentricità orizzontale pari ad $\frac{1}{4} B$ rispetto al baricentro della superficie esposta.

La pressione di calcolo viene applicata come pressione uniforme rispettivamente sulle superfici di esposizione identificate dalla struttura orizzontale e verticale.

6.2.2. Azione sovraccarico stradale

Si considera a tergo del muro un sovraccarico stradale uniformemente distribuito pari 20 kPa.

6.2.3. Azione da neve

La pressione dovuta al carico da neve è data dall'espressione:

$$q_s = \mu_i * q_{ek} * C_E * C_t$$

dove:

- q_s carico da neve
 μ_i coefficiente di forma
 C_E coefficiente di esposizione
 C_t coefficiente termico

I dati di ingresso sono i seguenti:

- Zona:

	a_s	q_{sk} (kN/m^2)
Zona I - Mediterranea	> 200m	1.5

Si assumono inoltre i seguenti parametri:

- Coefficiente di forma: $\mu_i = 0.80$
- Coefficiente di esposizione: $C_E = 1.00$
- Coefficiente di termico: $C_t = 1.00$

Il valore del carico da neve risulta:

$$q_s = \mu_i * q_{sk} * C_E * C_t = 0.80 * 1.5 * 1.00 * 1.00 = 1.20 \text{ kN/m}^2$$

6.2.4. Azioni sismiche

L'azione sismica dovuta alla struttura in elevazione si ottiene mediante la relazione:

$$F_h = S_d * W / g$$

Dove:

W = peso della struttura in elevazione

Mentre l'azione sismica dovuta all'inerzia della fondazione si ottiene mediante la relazione:

$$F_h = k_h * W / g$$

Dove:

W = peso del plinto di fondazione e del terreno imbarcato

La forza orizzontale ottenuta dall'analisi, distribuita sull'altezza della struttura, segue la forma del modo di vibrare principale nella direzione in esame, valutata in modo approssimato.

Per il calcolo dell'incremento di spinta sismica del terreno a tergo del muro della barriera si considera il coefficiente di spinta attiva sismico valutato secondo la formulazione di Mononobe-Okabe.

A tale fine, l'accelerazione sismica di progetto riportata nel paragrafo "Criteri e definizione dell'azione sismica" viene ridotta attraverso il coefficiente di riduzione β_m , così come previsto dal DM2008 per i muri di sostegno.

Nel caso in esame si ha:

$a_{max} = 0.375g$ accelerazione massima al suolo

$\beta_m = 0.31$ coefficiente di riduzione

L'accelerazione di progetto risulta pertanto:

$a_h = 0.31 \times 0.375g = 0.116g$

7. PORTALE A BANDIERA SBRACCIO DA 13.95M

7.1. DATI GEOMETRICI

Si riportano nella tabella seguente il riepilogo dei dati geometrici e delle azioni considerati nel calcolo della struttura:

<u>Input :</u>		<u>Parametri azioni :</u>		<u>Carichi agenti :</u>	
$H_{\text{cartello}} =$	3.00 m	$\gamma_{\text{terr}} =$	20 kN/mc	$p_{\text{vento}} =$	1.77 kN/mq
$L_{\text{cartello max}} =$	8.40 m	$\gamma_{\text{cls}} =$	25 kN/mc	$p_{\text{cartello}} =$	0.160 kN/mq
$H_{\text{asse montante}} =$	7.10 m	$\gamma_s =$	78.5 kN/mc	$q_{\text{plinto}} =$	215 kN/m
$H_{\text{plinto}} =$	2.80 m	$k_a =$	0.24	$q_{\text{profilato traverso}} =$	2.167 kN/m
$B_{\text{sup}} =$	2.00 m	$a_q/g =$	0.263	$q_{\text{profilato montante}} =$	2.967 kN/m
$B_{\text{inf}} =$	5.00 m	$S = S_s * S_t * \beta =$	0.44	$q_{\text{neve}} =$	1 kN/m
$L_{\text{plinto sup}} =$	2.00 m	$S_d \text{ (barr)} =$	0.463	$q_{\text{sovraccarico acc}} =$	20 kN/mq
$L_{\text{plinto inf}} =$	5.00 m	$kM-O =$	0.383		
$H_{\text{plinto sup}} =$	1.80 m	$dkM-O =$	0.143		
$H_{\text{plinto inf}} =$	1.00 m				
$L_{\text{traverso}} =$	13.95 m				
$e_{\text{orizzontale vento su cartelli}} =$	11.85 m				
$e_{\text{orizzontale vento su traverso}} =$	2.775 m				
$e_{\text{verticale vento su montante}} =$	3.55 m				
$e_{\text{verticale cartelli da asse traverso}} =$	0.5 m				
$A_{\text{profilato traverso}} =$	276 cm ²				
$H_{\text{profilato traverso}} =$	0.6 m				
$A_{\text{profilato montante}} =$	378 cm ²				
$H_{\text{profilato montante}} =$	0.8 m				
$e_{\text{intradosso plinto da asse montante}} =$	-1 m				
$B_{\text{sbalzo anteriore plinto inf}} =$	2.50				

I parametri del terreno sopra riportati sono quelli relativi all'approccio di analisi A1-M1-R1 utilizzato per le verifiche STR. Per le verifiche di tipo geotecnico si dovrà utilizzare l'approccio A2-M2-R2 pertanto in questo caso si ha:

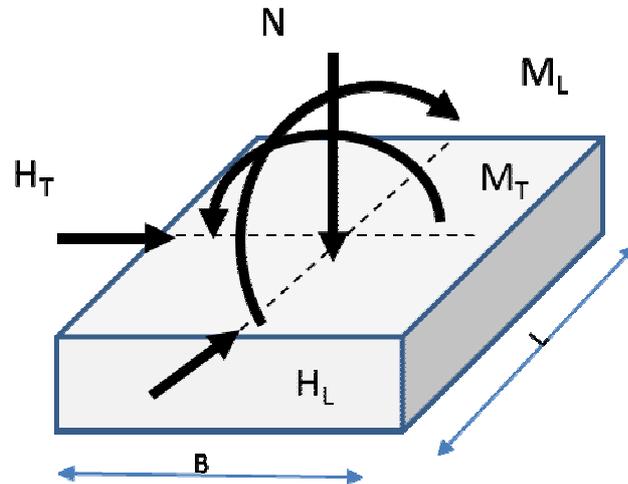
Parametri azioni :

$k_a =$	0.315
$a_g/g =$	0.263
$S=S_s*S_t=$	1.427
S_d (barr)=	0.463
$kM-O =$	0.408
$dkM-O=$	0.093

7.1.1. Convenzioni sui segni

Nel calcolo le sollecitazioni ad intradosso fondazione sono state considerate con le convenzioni di seguito riportate

- Momento flettente trasversale [Mtrasv]: esso è dovuto ai carichi propri e permanenti portati, al carico da neve, al carico da sisma in direzione trasversale in entrambe le direzioni ed infine alle spinte delle terre.
- Momento flettente longitudinale [Mlong]: dovuto al carico da vento e da sisma in direzione longitudinale.
- Momento torcente [Mtorc]: dovuto al carico da vento e da sisma in direzione longitudinale.
- Sforzo di taglio trasversale [Ttrasv]: dovuto al carico da sisma in direzione trasversale e alle spinte delle terre.
- Sforzo di taglio longitudinale [Tongl]: dovuto al carico da vento e da sisma in direzione longitudinale.
- Sforzo assiale [N]: dovuto ai pesi propri e permanenti portati ed al peso del terreno imbarcato



7.2. SOLLECITAZIONI SUGLI ELEMENTI STRUTTURALI

7.2.1. Carichi elementari

Vengono riportate nel seguito le caratteristiche di sollecitazione elementari rispettivamente agenti alla base del montante di acciaio e all'intradosso della fondazione.

I bracci b utilizzati per il calcolo dei momenti sono espressi in metri, tutte le forze in kN e le sollecitazioni flettenti in kNm.

Per quanto riguarda il segno del momento dovuto al sisma trasversale, esso può essere considerato concorde o discorde al segno del momento relativo alla convenzione positiva a seconda che il sisma agisca verso x , come le spinte delle terre o verso $-x$ discorde con le azioni delle spinte.

7.2.1.1 Carichi alla base del montante di acciaio

CARICHI ACCIDENTALI

	T		Macc
$F_{\text{vento su cartelli}} =$	44.72 kN	$b = 7.60$	$M_{\text{vento long cartelli}} = 339.90 \text{ kNm}$
$F_{\text{vento su traverso}} =$	5.91 kN	$b = 7.10$	$M_{\text{vento long traverso}} = 41.96$
$F_{\text{vento su montante}} =$	10.08 kN	$b = 3.55$	$M_{\text{vento long montante}} = 35.79$
$F_{\text{vento tot long}} =$	61		$M_{\text{vento long tot}} = 418$
			$M_{\text{vento torcente}} = 546$
			$M_{\text{neve trasv}} = 97.30$

SEGNALETICA ORIZZONTALE E VERTICALE
Relazione tecnica e di calcolo basamenti portali segnaletica

$F_{\text{sisma long su trasverso}} =$	13.99	$H_{\text{sisma}} =$	7.10	$M_{\text{sisma long tot}} =$	148.17
$F_{\text{sisma long su montante}} =$	9.75		3.55		
$F_{\text{sisma long su cartelli}} =$	1.87		7.60		
$F_{\text{sisma tot long}} =$	26			$M_{\text{sisma long torcente}} =$	115.81
$F_{\text{sisma trasv}} =$	26			$M_{\text{sisma trasv}} =$	148.17
PESI PROPRI E PERMANENTI PORTATI					
N				Mpp	
$P_{\text{profilato trasverso}} =$	30.2 kN			$M_{\text{peso proprio trasv}} =$	210.81 kNm
$P_{\text{profilato montante}} =$	21.1				
$P_{\text{cartelli}} =$	4.0			$M_{\text{perm. Port. trasv}} =$	39.31 kNm
	55				250 kNm

7.2.1.2 Carichi alla base del plinto di fondazione

CARICHI ACCIDENTALI

	T		b	Macc	
$F_{\text{vento su cartelli}} =$	44.72 kN		10.40	$M_{\text{vento long cartelli}} =$	465.13 kNm
$F_{\text{vento su trasverso}} =$	5.91		9.90	$M_{\text{vento long trasverso}} =$	58.51 kNm
$F_{\text{vento su montante}} =$	10.08		6.35	$M_{\text{vento long montante}} =$	64.01
$F_{\text{vento tot long}} =$	61			$M_{\text{vento long tot}} =$	588
			-1.00	$M_{\text{vento torcente}} =$	486
				$M_{\text{neve trasv}} =$	97.30
Terre e sisma trasversali					
$F_{\text{terre spinta attiva}} =$	94.08 kN	$H_{\text{terre}} =$	0.93	$M_{\text{terre trasv}} =$	-87.81
$F_{\text{sovraccarico acc}} =$	67.20	$H_{\text{sovraccarico acc}} =$	1.40	$M_{\text{sovraccarico acc trasv}} =$	-94.08
$F_{\text{spinte tot trasv}} =$	161				
$F_{\text{sovraccarico sisma terr}} =$	112.11	$H_{\text{sovraccarico sisma terr}} =$	1.40	$M_{\text{sovraccarico sisma terr}} =$	-156.96
$F_{\text{sisma su trasverso}} =$	13.99	$H_{\text{sisma}} =$	9.90	$M_{\text{sisma trasv}} =$	±353.33
$F_{\text{sisma su montante}} =$	9.75		6.35		
$F_{\text{sisma su cartelli}} =$	1.87		10.40		
$F_{\text{sisma su terreno sbalzo a valle}} =$	52.07		1.00		
$F_{\text{sisma su terreno sui lati}} =$	12.50		0.45		
$F_{\text{sisma plinto sup}} =$	20.83		1.90		
$F_{\text{sisma plinto inf}} =$	72.33		0.50		

SEGNALETICA ORIZZONTALE E VERTICALE
Relazione tecnica e di calcolo basamenti portali segnaletica

F_{sisma trasv} =	±183.34		
Terre e sisma longitudinali			
F_{sisma long} =	183.34	M_{sisma long} =	353.33
		M_{sisma long torcente} =	99.95
PESI PROPRI E PERMANENTI PORTATI			
N		Mpp	
P _{profilato trasverso} =	30.2 kN	-1	M _{peso proprio trasv} = 194.80 kNm
P _{profilato montante} =	21.1		
P _{cartelli} =	4.0		
P _{plinto sup} =	180.0	-1	-180.00
P _{terreno sbalzo a valle} =	450.0	b _{terreno su sbalzo a valle} = 1.25	M _{terreno su sbalzo} = 562.50
P _{terreno sui lati} =	108.0	b _{terreno sui lati} = -1	-108.00
P _{plinto inf} =	625.0		
	1418		469 kNm

Nella tabella precedente le spinte delle terre sono state considerate in relazione all'approccio A1-M1-R1. Nel caso di sollecitazioni per le verifiche GEO le spinte risultano invece in direzione trasversale risultano avere i seguenti valori:

Terre e sisma trasversali					
F _{terre spinta attiva} =	123.48 kN	H _{terre} =	0.93	M _{terre trasv} =	-115.25
F _{sovraccarico acc} =	88.20	H _{sovraccarico acc} =	1.40	M _{sovraccarico acc trasv} =	-123.48
F_{spinte tot trasv} =	212				
F _{sovraccarico sisma terr} =	72.91	H _{sovraccarico sisma terr} =	1.40	M _{sovraccarico sisma terr} =	-102.08

7.2.2. Combinazioni di carico

Le combinazioni di carico sono state determinate in riferimento al par. 2.5.3 del D.M. 14/01/2008.

I carichi variabili sono stati suddivisi in carichi da neve e vento; di conseguenza, le combinazioni sono state generate assumendo alternativamente ciascuno dei due suddetti carichi come azione variabile di base.

Di seguito si riporta la tabella riepilogativa delle combinazioni di carico prese in considerazione per le verifiche degli elementi della struttura:

SEGNALETICA ORIZZONTALE E VERTICALE
Relazione tecnica e di calcolo basamenti portali segnaletica

	Pp+Perm.Port.	Vento	Neve	Sp. terra	Sovracc. Acc.	Sisma Long. + Sp.Terre sismica	Sisma Trasv. + Sp.Terre sismica
C1 SLU (Vento)	1.35	1.5	0	1.35	1.35	0	0
C2 SLU (Neve)	1.35	0	1.5	1.35	1.35	0	0
C3 SLE (q.perm)	1	0	0	1	1	0	0
C4 SLE (freq) (Vento)	1	0.2	0	1	1	0	0
C5 SLE (freq) (Neve)	1	0	0.2	1	1	0	0
C4 SLE (rara) (Vento)	1	1	0	1	1	0	0
C5 SLE (rara) (Neve)	1	0	1	1	1	0	0
C6 SLU-GEO (Vento)	1	1.3	0	1	1	0	0
C7 SLU-GEO (Neve)	1	0	1.3	1	1	0	0
C8 SLV (Sisma long +0.3sisma trasv (x))	1	0	0	1	0.6	1	0.3
C9 SLV (Sisma long +0.3sisma trasv (-x))	1	0	0	1	0.6	1	0.3
C10 SLV (Sisma trasv (x))	1	0	0	1	0.6	0.3	1
C11 SLV (Sisma trasv (-x))	1	0	0	1	0.6	0.3	1

7.2.2.1 Sollecitazioni sulla base del montante di acciaio

Nelle tabelle successive vengono riportati, per ciascuna delle combinazioni di carico descritte, i valori assunti dalle componenti di sollecitazione:

Ris. base montante acciaio (sez.1-1) :	N	Mlong	Mtrasv	Hlong	Htrasv	Mtorc
	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kNm]
C1 SLU (Vento)	75	626	338	91	0	820
C2 SLU (Neve)	75	0	484	0	0	0
C3 SLE (q.perm)	55	0	250	0	0	0
C4 SLE (freq) (Vento)	55	84	250	12	0	109
C5 SLE (freq) (Neve)	55	0	270	0	0	0
C4 SLE (rara) (Vento)	55	418	250	61	0	546
C5 SLE (rara) (Neve)	55	0	347	0	0	0
C6 SLU-GEO (Vento)	55	543	250	79	0	710
C7 SLU-GEO (Neve)	55	0	377	0	0	0
C8 SLV (Sisma long +0.3sisma trasv (x))	55	148	295	26	8	116
C9 SLV (Sisma long +0.3sisma trasv (-x))	55	148	295	26	8	116
C10 SLV (Sisma trasv (x))	55	44	398	8	26	35
C11SLV (Sisma trasv (-x))	55	44	398	8	26	35

7.2.2.2 Sollecitazioni all'intradosso della fondazione

Nelle tabelle successive vengono riportati, per ciascuna delle combinazioni di carico descritte, i valori assunti dalle componenti di sollecitazione:

SEGNALETICA ORIZZONTALE E VERTICALE

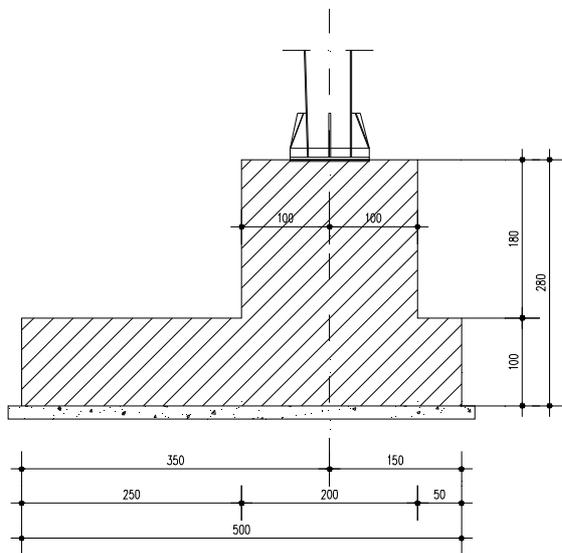
Relazione tecnica e di calcolo basamenti portali segnaletica

Ris. base plinto c.a. (sez.2-2) :	N	Mlong	Mtrasv	Hlong	Htrasv	Mtorc
	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kNm]
C1 SLU (Vento)	1915	881	388	91	218	728
C2 SLU (Neve)	1915	0	534	0	218	0
C3 SLE (q.perm)	1418	0	287	0	161	0
C4 SLE (freq) (Vento)	1418	118	287	12	161	97
C5 SLE (freq) (Neve)	1418	0	307	0	161	0
C4 SLE (rara) (Vento)	1418	588	287	61	161	486
C5 SLE (rara) (Neve)	1418	0	385	0	161	0
C6 SLU-GEO (Vento)	1418	764	231	79	212	631
C7 SLU-GEO (Neve)	1418	0	357	0	212	0
C8 SLV (Sisma long +0.3sisma trasv (x))	1418	353	143	183	253	100
C9 SLV (Sisma long +0.3sisma trasv (-x))	1418	353	355	183	121	100
C10 SLV (Sisma trasv (x))	1418	106	-175	55	433	30
C11SLV (Sisma trasv (-x))	1418	106	633	55	-7	30

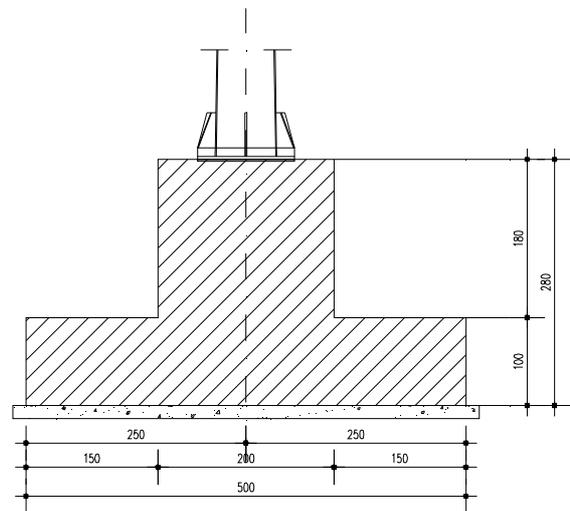
7.3. VERIFICHE STRUTTURALI DEL BASAMENTO DI FONDAZIONE

Si riporta l'analisi del plinto di fondazione. La geometria è rappresentata nelle immagini che seguono.

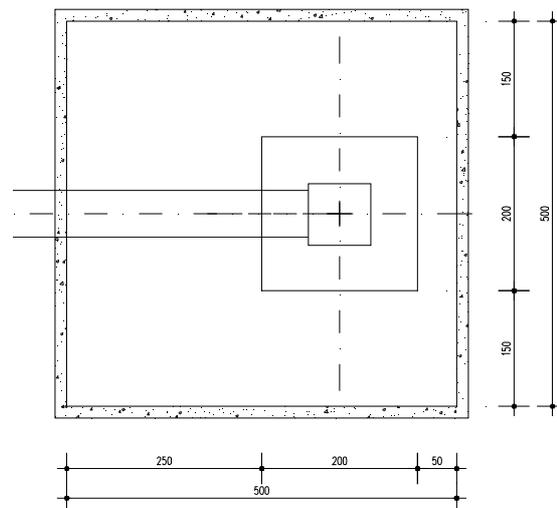
SEZIONE TRASVERSALE
SCALA 1:50



SEZIONE LONGITUDINALE
SCALA 1:50



PIANTA
SCALA 1:50



7.3.1. Sollecitazioni sulla fondazione

Per la condizione più gravosa si ha che l'eccentricità del carico risulta:

$$e_{\text{long}} = M_{\text{long}} / N = 0.62\text{m}$$

$$e_{\text{trasm}} = M_{\text{trasm}} / N = 0.16\text{m}$$

Il basamento ha dimensioni 5.0 x 5.0m pertanto le dimensioni del nocciolo centrale d'inerzia sono:

$$\rho = H/6 = 5/6 = 0.833$$

Essendo:

$$6 e_{\text{long}}/L + 6 e_{\text{trasm}}/B = 0.941 < 1$$

la sezione risulta INTERAMENTE REAGENTE.

La tensione massima di contatto relativa alla massima eccentricità (condizione C6) è:

$$\sigma = N/A + M/W = 105 \text{ kPa}$$

La massima pressione di contatto in assoluto risulta per la condizione C1:

$$\sigma = N/A + M/W = 135 \text{ kPa}$$

Il basamento viene verificato con uno schema semplificato a mensola nelle due direzioni longitudinale e trasversale, considerando la fondazione come incastrata in corrispondenza dello sbalzo trasversale di 2.50m e quello longitudinale di 1.50m. Le mensole sono soggette alla pressione massima, uniformemente distribuita. Tale schematizzazione semplificata risulta a favore di sicurezza.

7.3.2. Verifiche a flessione allo Stato Limite Ultimo

7.3.2.1 Verifica in direzione longitudinale

Le caratteristiche geometriche della sezione considerate per la verifica sono:

Altezza $H = 100 \text{ cm}$

Larghezza $B = 100 \text{ cm}$

Copriferro $c = 7.00 \text{ cm}$

Si considerano le seguenti armature:

armatura tesa $1\text{Ø}16/20 \text{ cm} = 10.05 \text{ cm}^2$

armatura compressa $1\text{Ø}216/20 = 10.05 \text{ cm}^2$

Il momento massimo per metro di sezione risulta:

$$M_{\max} = 1/2 (135 \cdot 1.0) \cdot (1.5)^2 = 152 \text{ kNm}$$

Il momento resistente della sezione è:

$$M_{\text{res}} = 370 \text{ kNm}$$

e quindi la verifica risulta soddisfatta.

7.3.2.2 Verifica in direzione trasversale

Le caratteristiche geometriche della sezione considerate per la verifica sono:

Altezza $H = 100 \text{ cm}$

Larghezza $B = 100 \text{ cm}$

Copriferro $c = 7.00 \text{ cm}$

Si considerano le seguenti armature:

armatura tesa $1\text{Ø}22/20 \text{ cm} = 19.01 \text{ cm}^2$

armatura compressa $1\text{Ø}16//20 = 15.57 \text{ cm}^2$

Il momento massimo per lmetro di sezione risulta:

$$M_{\max} = 1/2 \cdot (135 \cdot 1.0) \cdot (2.5)^2 = 425 \text{ kNm}$$

Il momento resistente della sezione è:

$$M_{\text{res}} = 656 \text{ kNm}$$

La verifica risulta ampiamente soddisfatta.

7.3.3. Verifiche a taglio allo Stato Limite Ultimo

7.3.3.1 Verifica in direzione longitudinale

Le verifiche vengono eseguite controllando che i valori delle sollecitazioni risultino inferiori al taglio resistente ultimo. Il taglio massimo per la sezione è:

$$T_{\max} = (135 \cdot 1.5) = 203 \text{ kN}$$

V_{sdu}	203	kN
M_{sdu}	-	kNm
N_{sdu}	350	kN
R_{ck}	35	N/mm ²
f_{ck}	28	N/mm ²
γ_c	1.5	
f_{yk}	450	N/mm ²
b_w	100	cm
d	90.00	cm
A_{sl}	10.05	cm ²
c	7.00	cm
α	90	gradi
α	1.57	rad
θ	21.80	gradi
$\text{ctg}\theta$	2.50	
A_{sw}	0.00	cm ²
passo staffe	20	cm
f_{cd}	15.867	N/mm ²
$f_{ctd_{0,05}}$	1.240	N/mm ²
f_{yd}	391.304	N/mm ²
σ_{cp}	0.0000	N/mm ²
<i>verifica senza armatura resistente a taglio</i>		
V_{Rd}	232.372	kN
$V_{Rd,min}$	297.500	kN

Poiché $V_{RD} > V_{SDU}$ la verifica è soddisfatta senza necessità di armare a taglio.

7.3.3.2 Verifica in direzione trasversale

Le verifiche vengono eseguite controllando che i valori delle sollecitazioni risultino inferiori al taglio resistente ultimo. Il taglio massimo per la sezione è:

SEGNALETICA ORIZZONTALE E VERTICALE
Relazione tecnica e di calcolo basamenti portali segnaletica

$$T_{max} = (135 * 2.5) = 338 \text{ kN}$$

V_{sdu}	338	kN
M_{sdu}	-	kNm
N_{sdu}	350	kN
R_{ck}	35	N/mm^2
f_{ck}	28	N/mm^2
γ_c	1.5	
f_{yk}	450	N/mm^2
b_w	100	cm
d	90.00	cm
A_{sl}	19.01	cm^2
c	7.00	cm
α	90	gradi
α	1.57	rad
θ	21.80	gradi
$ctg\theta$	2.50	
A_{sw}	0.00	cm^2
passo staffe	20	cm
f_{cd}	15.867	N/mm^2
$f_{ctd_{0,05}}$	1.240	N/mm^2
f_{yd}	391.304	N/mm^2
σ_{cp}	0.3507	N/mm^2
<i>verifica senza armatura resistente a taglio</i>		
V_{Rd}	341.118	kN
$V_{Rd,min}$	353.936	kN

Poiché $V_{RD} > V_{SDU}$ la verifica è soddisfatta senza necessità di armare a taglio.

7.3.4. Verifiche di fessurazione

7.3.4.1 Verifica in direzione longitudinale

La tensione massima in combinazione frequente risulta:

$$\sigma = 76 \text{ kPa}$$

$$M_{\max} = 1/2 \cdot (76) \cdot (1.5)^2 = 86 \text{ kNm}$$

Le tensioni di calcestruzzo ed acciaio nella sezione risultano:

	Sez long.
	Frequente
Larghezza b (cm)	100.000
Altezza h (cm)	100.000
Armatura tesa 1° strato A_a (cm ²)	1Ø16/20 10.05
Copriferro 1° strato c_1 (cm)	7.000
Armatura Compressa $A'a$ (cm ²)	1Ø16/20 10.05
Copriferro armatura compressa c' (cm)	7.000
N (kN)	0.000
M (kNm)	86.00
FORMAZIONE FESSURE	
Resist. media a traz. semplice del cls, f_{ctm} (N/mm ²)	3.16
Resist. caratt. a traz. per fless. del cls, f_{ctk} (N/mm ²)	2.65
Traz. nel cls prodotta da Mes ed Nes, σ_{ct} (N/mm ²)	0.48

Non si ha formazione di fessure.

7.3.4.2 Verifica in direzione trasversale

$$M_{\max} = 1/2 (76) \cdot (2.5)^2 = 238 \text{ kNm}$$

Le tensioni di calcestruzzo ed acciaio nella sezione risultano:

	Sez trasv.
	Frequente
Larghezza b (cm)	100.000
Altezza h (cm)	100.000
Armatura tesa 1° strato A_a (cm ²)	1Ø22/20 19.01
Copriferro 1° strato c_1 (cm)	7.000
Armatura Compressa A'_a (cm ²)	1Ø16/20 10.05
Copriferro armatura compressa c' (cm)	7.000
N (kN)	0.000
M (kNm)	238
FORMAZIONE FESSURE	
Resist. media a traz. semplice del cls, f_{ctm} (N/mm ²)	3.16
Resist. caratt. a traz. per fless. del cls, f_{ctk} (N/mm ²)	2.65
Traz. nel cls prodotta da Mes ed Nes, σ_{ct} (N/mm ²)	1.29

Non si ha formazione di fessure.

7.4. VERIFICHE GEOTECNICHE DEL BASAMENTO

Si riportano nel seguito le verifiche di capacità portante e scorrimento per le condizione SLU_GEO e sismica. I parametri considerati per l'approccio A2-M2-R2 sono:

FONDAZIONI A PLINTO

angolo d'attrito caratteristico ϕ'_k	23	°	0.40	rad
angolo d'attrito caratteristico ϕ'_k alla base	23	°	0.40	rad
coefficiente γ_ϕ	1.25			
coefficiente γ_R	1.0			
angolo d'attrito di design ϕ'_d	23.00	°	0.40	rad $\tan(\phi'_d)= 0.424$
coeff. attrito di design μ'_d	0.42			
Profondità da piano campagna D [m]	1	m		
q' = carico permanente ai lati	20	kPa		
γ = peso specifico terreno naturale	20	kN/m ³		
γ' = peso specifico terreno immerso	10	kN/m ³		
Z_w	0	m		

Nel caso di sisma si ha invece l'approccio A1-M1-R1 pertanto $\gamma_\phi=1$.

Approccio 1 - Combinazione 2 A2+M2+R2 (per sisma 1-M1-R1)								DIMENSIONI EFFICACI	
Azioni a intradosso fondazione (SLU - comb A2)									
COMBINAZIONE	DIM LONG B	DIM TRASV L	N kN	H _L kN	H _T kN	M _L kNm	M _T kNm	B'	L'
								m	m
COMBINAZIONE									
C8_SISMA LONG_1	5	5	1418	183	253	353	143	4.50	4.80
C9_SISMA LONG_2	5	5	1418	183	121	353	355	4.50	4.50
C10_SISMA TRASV_1	5	5	1418	55	433	106	-175	4.85	4.75
C11_SISMA TRASV_2	5	5	1418	55	-7	106	633	4.85	4.11
C6_SLU GEO_Vento	5	5	1418	79	212	881	231	3.76	4.67

SEGNALETICA ORIZZONTALE E VERTICALE
Relazione tecnica e di calcolo basamenti portali segnaletica

CAPACITA PORTANTE : contributo q'																
N_q	Direzione Longitudinale (B')							Direzione Trasversale (L')								
	s_q	d_q	i_q	g_q	z_q	$h_{q,f}$	$q_{lim,qB'}$ kPa	s_q	d_q	i_q	g_q	z_q	$h_{q,f}$	$q_{lim,qB'}$ kPa	kPa	
5.66	1.216	1.069	0.716	1	1.00	1.00	105.5	1.215	1.065	0.627	1	1.00	1.00	91.8	91.8	
5.66	1.230	1.069	0.716	1	1.00	1.00	106.7	1.258	1.069	0.804	1	1.00	1.00	122.5	106.7	
5.66	1.298	1.064	0.907	1	1.00	1.00	141.8	1.138	1.066	0.437	1	1.00	1.00	60.0	60.0	
5.66	1.344	1.064	0.907	1	1.00	1.00	146.9	1.269	1.076	0.988	1	1.00	1.00	152.7	146.9	
5.66	1.224	1.083	0.868	1	1.00	1.00	130.4	1.271	1.067	0.678	1	1.00	1.00	104.1	104.1	

CAPACITA PORTANTE : contributo γ														
N_γ	Direzione Longitudinale (B')							Direzione Trasversale (L')						
	s_γ	d_γ	i_γ	g_γ	z_γ	$h_{\gamma,f}$	$q_{lim,\gamma B}$ kPa	s_γ	d_γ	i_γ	g_γ	z_γ	$h_{\gamma,f}$	$q_{lim,\gamma L}$ kPa
2.37	0.545	1.000	0.623	1	1.00	1.00	18.1	0.649	1.000	0.513	1	1.00	1.00	19.0
2.37	0.661	1.000	0.623	1	1.00	1.00	22.0	0.528	1.000	0.735	1	1.00	1.00	20.7
2.37	0.000	1.000	0.871	1	1.00	1.00	0.0	0.865	1.000	0.300	1	1.00	1.00	14.7
2.37	0.581	1.000	0.871	1	1.00	1.00	29.2	0.618	1.000	0.983	1	1.00	1.00	29.6
2.37	0.542	1.000	0.820	1	1.00	1.00	19.8	0.651	1.000	0.575	1	1.00	1.00	20.8

VERIFICA A CAPACITA' PORTANTE				VERIFICA A SCORRIMENTO			
R_d $q_{u,d}$ kPa	E_d $q_{E,d} = N / (B' \cdot L')$ kPa	R_d/E_d $\geq 1,0$	$R_d = N \cdot \mu_d$ kN	E_d kN	$R_d/E_d \geq 1,1$		
$(91.8 + 19.) / 1. =$ 110.8	65.64	1.69 OK	481.5	312.2	1.54	OK	
$(106.7 + 22.) / 1. =$ 128.7	70.00	1.84 OK	481.5	219.4	2.19	OK	
$(60. + 14.7) / 1. =$ 74.6	61.50	1.21 OK	481.5	436.5	1.10	OK	
$(146.9 + 29.6) / 1. =$ 176.5	71.18	2.48 OK	481.5	55.4	8.68	OK	
$(104.1 + 20.8) / 1. =$ 124.9	80.74	1.55 OK	481.5	226.2	2.13	OK	

8. PORTALE A BANDIERA SBRACCIO DA 9.75M

8.1. DATI GEOMETRICI

Si riportano nella tabella seguente il riepilogo dei dati geometrici e delle azioni considerati nel calcolo della struttura:

<u>Input :</u>		<u>Parametri azioni :</u>		<u>Carichi agenti :</u>	
H _{cartello} =	2.50 m	γ_{terr} =	20 kN/mc	p_{vento} =	1.74
L _{cartello max} =	3.50 m	γ_{cls} =	25 kN/mc	$p_{cartello}$ =	0.160
H _{asse montante} =	6.90 m	γ_s =	78.5 kN/mc	q _{plinto} =	164
H _{plinto} =	2.60 m	k _a =	0.24	q _{Profilato trasverso} =	1.256
B _{sup} =	1.60 m	a _{q/g} =	0.263	q _{Profilato montante} =	2.214
B _{inf} =	4.00 m	S=S _s *S _t =	1.427	q _{neve} =	1
L _{plinto sup} =	1.60 m	S _d (barr)=	0.463	q _{sovraccarico acc} =	20
L _{plinto inf} =	4.50 m	kM-O =	0.383		
H _{plinto sup} =	1.60 m	dkM-O =	0.143		
H _{plinto inf} =	1.00 m				
L _{trasverso} =	9.75 m				
e _{orizzontale vento su cartelli} =	8.875 m				
e _{orizzontale vento su trasverso} =	3.125 m				
e _{verticale vento su montante} =	3.45 m				
e _{verticale cartelli da asse trasverso} =	0.5 m				
A _{profilato trasverso} =	160 cm ²				
H _{profilato trasverso} =	0.5 m				
A _{profilato montante} =	282 cm ²				
H _{profilato montante} =	0.7 m				
e _{intradosso plinto da asse montante} =	-0.7 m				
B _{sbalzo anteriore plinto inf} =	1.90				

I parametri del terreno sopra riportati sono quelli relativi all'approccio di analisi A1-M1-R1 utilizzato per le verifiche STR. Per le verifiche di tipo geotecnico si dovrà utilizzare l'approccio A2-M2-R2 pertanto in questo caso si ha:

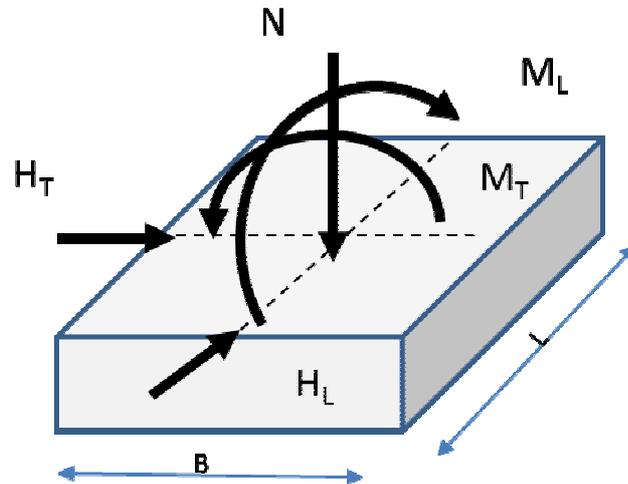
Parametri azioni :

$k_a =$	0.315
$a_g/g =$	0.263
$S=S_s*S_t=$	1.427
$S_d \text{ (barr)}=$	0.463
$kM-O =$	0.408
$dkM-O=$	0.093

8.1.1. Convenzioni sui segni

Nel calcolo le sollecitazioni ad intradosso fondazione sono state considerate con le convenzioni di seguito riportate

- Momento flettente trasversale [Mtrasv]: esso è dovuto ai carichi propri e permanenti portati, al carico da neve, al carico da sisma in direzione trasversale in entrambe le direzioni ed infine alle spinte delle terre.
- Momento flettente longitudinale [Mlong]: dovuto al carico da vento e da sisma in direzione longitudinale.
- Momento torcente [Mtorc]: dovuto al carico da vento e da sisma in direzione longitudinale.
- Sforzo di taglio trasversale [Ttrasv]: dovuto al carico da sisma in direzione trasversale e alle spinte delle terre.
- Sforzo di taglio longitudinale [Tongl]: dovuto al carico da vento e da sisma in direzione longitudinale.
- Sforzo assiale [N]: dovuto ai pesi propri e permanenti portati ed al peso del terreno imbarcato



8.2. SOLLECITAZIONI SUGLI ELEMENTI STRUTTURALI

8.2.1. Carichi elementari

Vengono riportate nel seguito le caratteristiche di sollecitazione elementari rispettivamente agenti alla base del montante di acciaio e all'intradosso della fondazione.

I bracci b utilizzati per il calcolo dei momenti sono espressi in metri, tutte le forze in kN e le sollecitazioni flettenti in kNm.

Per quanto riguarda il segno del momento dovuto al sisma trasversale, esso può essere considerato concorde o discorde al segno del momento relativo alla convenzione positiva a seconda che il sisma agisca verso x , come le spinte delle terre o verso $-x$ discorde con le azioni delle spinte.

8.2.1.1 Carichi alla base del montante di acciaio

CARICHI ACCIDENTALI

	T		Macc
$F_{\text{vento su cartelli}} =$	15.23 kN	7.40	$M_{\text{vento long cartelli}} =$ 112.68 kNm
$F_{\text{vento su trasverso}} =$	5.44 kN	6.90	$M_{\text{vento long trasverso}} =$ 37.53
$F_{\text{vento su montante}} =$	8.41 kN	3.45	$M_{\text{vento long montante}} =$ 29.00
$F_{\text{vento tot long}} =$	29		$M_{\text{vento long tot}} =$ 179
			$M_{\text{vento torcente}} =$ 152
			$M_{\text{neve trasv}} =$ 47.53

SEGNALETICA ORIZZONTALE E VERTICALE
Relazione tecnica e di calcolo basamenti portali segnaletica

$F_{\text{sisma long su trasverso}} =$	5.67	$H_{\text{sisma}} =$	6.90	$M_{\text{sisma long}} =$	68.32
$F_{\text{sisma long su montante}} =$	7.07		3.45		
$F_{\text{sisma long su cartelli}} =$	0.65		7.40		
$F_{\text{sisma tot long}} =$	13				
				$M_{\text{sisma long torcente}} =$	32.83
$F_{\text{sisma trasv}} =$	13			$M_{\text{sisma trasv}} =$	68.32
PESI PROPRI E PERMANENTI PORTATI					
N				Mpp	
$P_{\text{profilato trasverso}} =$	12.2 kN			$M_{\text{peso proprio trasv}} =$	59.70 kNm
$P_{\text{profilato montante}} =$	15.3				
$P_{\text{cartelli}} =$	1.4			$M_{\text{perm. Port. trasv}} =$	11.20 kNm
	29				71 kNm

8.2.1.2 Carichi alla base del plinto di fondazione

CARICHI ACCIDENTALI

H		b	Macc
$F_{\text{vento su cartelli}} =$	15.23 kN	10.00	$M_{\text{vento long cartelli}} =$ 152.28 kNm
$F_{\text{vento su trasverso}} =$	5.44	9.50	$M_{\text{vento long trasverso}} =$ 51.67 kNm
$F_{\text{vento su montante}} =$	8.41	6.05	$M_{\text{vento long montante}} =$ 50.85
$F_{\text{vento tot long}} =$	29		$M_{\text{vento long tot}} =$ 255
		-0.70	$M_{\text{vento torcente}} =$ 132
			$M_{\text{neve trasv}} =$ 47.53
Terre e sisma trasversali			
$F_{\text{terre spinta attiva}} =$	73.01 kN	$H_{\text{terre}} =$ 0.87	$M_{\text{terre trasv}} =$ -63.27
$F_{\text{sovraccarico acc}} =$	56.16	$H_{\text{sovraccarico acc}} =$ 1.30	$M_{\text{sovraccarico acc trasv}} =$ -73.01
$F_{\text{spinte tot trasv}} =$	129		
$F_{\text{sovraccarico sisma terr}} =$	87.00	$H_{\text{sovraccarico sisma terr}} =$ 1.30	$M_{\text{sovraccarico sisma terr}} =$ -113.10
$F_{\text{sisma su trasverso}} =$	5.67	$H_{\text{sisma}} =$ 9.50	$M_{\text{sisma trasv}} =$ ±179.26
$F_{\text{sisma su montante}} =$	7.07	6.05	
$F_{\text{sisma su cartelli}} =$	0.65	10.00	
$F_{\text{sisma su terreno sbalzo a valle}} =$	31.66	0.80	
$F_{\text{sisma su terreno sui lati}} =$	8.59	0.40	
$F_{\text{sisma plinto sup}} =$	11.85	1.80	
$F_{\text{sisma plinto inf}} =$	52.07	0.50	

SEGNALETICA ORIZZONTALE E VERTICALE
Relazione tecnica e di calcolo basamenti portali segnaletica

F_{sisma trasv} =	±117.57		
Terre e sisma longitudinali			
F_{sisma long} =	117.57	M_{sisma long} =	179.26
		M_{sisma long torcente} =	28.40
PESI PROPRI E PERMANENTI PORTATI			
N		Mpp	
P _{profilato trasverso} =	12.2 kN	-0.7	M _{peso proprio trasv} = 50.65 kNm
P _{profilato montante} =	15.3		
P _{cartelli} =	1.4		
P _{plinto sup} =	102.4	-0.7	-71.68
P _{terreno sbalzo a valle} =	273.6	b _{terreno su sbalzo a valle} = 1.05	M _{terreno su sbalzo} = 287.28
P _{terreno sui lati} =	74.2	b _{terreno sui lati} = -0.7	-51.97
P _{plinto inf} =	450.0		
	929		214 kNm

Nella tabella precedente le spinte delle terre sono state considerate in relazione all'approccio A1-M1-R1. Nel caso di sollecitazioni per le verifiche GEO le spinte risultano invece in direzione trasversale risultano avere i seguenti valori:

Terre e sisma trasversali			
F _{terre spinta attiva} =	95.82 kN	H _{terre} =	0.87
F _{sovraccarico acc} =	73.71	H _{sovraccarico acc} =	1.30
F_{spinte tot trasv} =	170	M _{terre trasv} =	-83.05
		M _{sovraccarico acc trasv} =	-95.82
F _{sovraccarico sisma terr} =	56.58	H _{sovraccarico sisma terr} =	1.30
		M _{sovraccarico sisma terr} =	-73.56

8.2.2. Combinazioni di carico

Le combinazioni di carico sono state determinate in riferimento al par. 2.5.3 del D.M. 14/01/2008.

I carichi variabili sono stati suddivisi in carichi da neve e vento; di conseguenza, le combinazioni sono state generate assumendo alternativamente ciascuno dei due suddetti carichi come azione variabile di base.

Di seguito si riporta la tabella riepilogativa delle combinazioni di carico prese in considerazione per le verifiche degli elementi della struttura:

	Pp+Perm.Port.	Vento	Neve	Sp. terra	Sovracc. Acc.	Sisma Long. +	Sisma Trasn. +
--	---------------	-------	------	-----------	---------------	---------------	----------------

SEGNALETICA ORIZZONTALE E VERTICALE
Relazione tecnica e di calcolo basamenti portali segnaletica

						Sp.Terre sismica	Sp.Terre sismica
C1 SLU (Vento)	1.35	1.5	0	1.35	1.35	0	0
C2 SLU (Neve)	1.35	0	1.5	1.35	1.35	0	0
C3 SLE (q.perm)	1	0	0	1	1	0	0
C4 SLE (freq) (Vento)	1	0.2	0	1	1	0	0
C5 SLE (freq) (Neve)	1	0	0.2	1	1	0	0
C4 SLE (rara) (Vento)	1	1	0	1	1	0	0
C5 SLE (rara) (Neve)	1	0	1	1	1	0	0
C6 SLU-GEO (Vento)	1	1.3	0	1	1	0	0
C7 SLU-GEO (Neve)	1	0	1.3	1	1	0	0
C8 SLV (Sisma long +0.3sisma trasv (x))	1	0	0	1	0.6	1	0.3
C9 SLV (Sisma long +0.3sisma trasv (-x))	1	0	0	1	0.6	1	0.3
C10 SLV (Sisma trasv (x))	1	0	0	1	0.6	0.3	1
C11 SLV (Sisma trasv (-x))	1	0	0	1	0.6	0.3	1

8.2.2.1 Sollecitazioni sulla base del montante di acciaio

Nelle tabelle successive vengono riportati, per ciascuna delle combinazioni di carico descritte, i valori assunti dalle componenti di sollecitazione:

Ris. base montante acciaio (sez.1-1) :	N	Mlong	Mtrasv	Hlong	Htrasv	Mtorc
	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kNm]
C1 SLU (Vento)	39	269	96	44	0	228
C2 SLU (Neve)	39	0	167	0	0	0
C3 SLE (q.perm)	29	0	71	0	0	0
C4 SLE (freq) (Vento)	29	36	71	6	0	30
C5 SLE (freq) (Neve)	29	0	80	0	0	0
C4 SLE (rara) (Vento)	29	179	71	29	0	152
C5 SLE (rara) (Neve)	29	0	118	0	0	0
C6 SLU-GEO (Vento)	29	233	71	38	0	198
C7 SLU-GEO (Neve)	29	0	133	0	0	0
C8 SLV (Sisma long +0.3sisma trasv (x))	29	68	91	13	4	33
C9 SLV (Sisma long +0.3sisma trasv (-x))	29	68	91	13	4	33
C10 SLV (Sisma trasv (x))	29	20	139	4	13	10
C11 SLV (Sisma trasv (-x))	29	20	139	4	13	10

8.2.2.2 Sollecitazioni all'intradosso della fondazione

Nelle tabelle successive vengono riportati, per ciascuna delle combinazioni di carico descritte, i valori assunti dalle componenti di sollecitazione:

Ris. base plinto c.a. (sez.2-2) :	N	Mlong	Mtrasv	Hlong	Htrasv	Mtorc
--	---	-------	--------	-------	--------	-------

SEGNALETICA ORIZZONTALE E VERTICALE

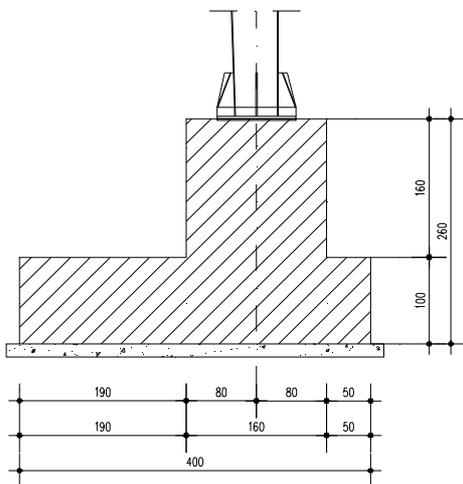
Relazione tecnica e di calcolo basamenti portali segnaletica

	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kNm]
C1 SLU (Vento)	1254	382	105	44	174	198
C2 SLU (Neve)	1254	0	177	0	174	0
C3 SLE (q.perm)	929	0	78	0	129	0
C4 SLE (freq) (Vento)	929	51	78	6	129	26
C5 SLE (freq) (Neve)	929	0	88	0	129	0
C4 SLE (rara) (Vento)	929	255	78	29	129	132
C5 SLE (rara) (Neve)	929	0	126	0	129	0
C6 SLU-GEO (Vento)	929	331	35	38	170	171
C7 SLU-GEO (Neve)	929	0	97	0	170	0
C8 SLV (Sisma long +0.3sisma trasv (x))	929	179	-2	118	192	28
C9 SLV (Sisma long +0.3sisma trasv (-x))	929	179	105	118	105	28
C10 SLV (Sisma trasv (x))	929	54	-179	35	314	9
C11 SLV (Sisma trasv (-x))	929	54	253	35	22	9

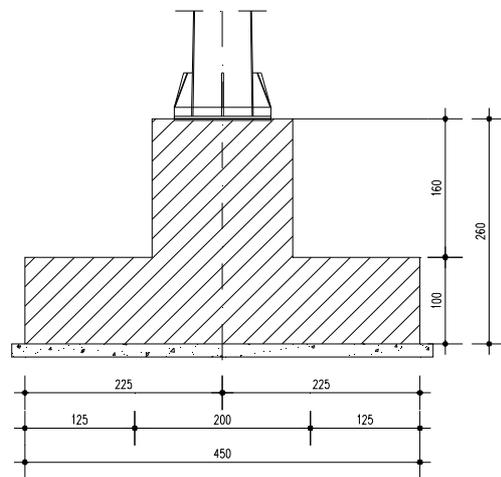
8.3. VERIFICHE STRUTTURALI DEL BASAMENTO DI FONDAZIONE

Si riporta l'analisi del plinto di fondazione. La geometria è rappresentata nelle immagini che seguono.

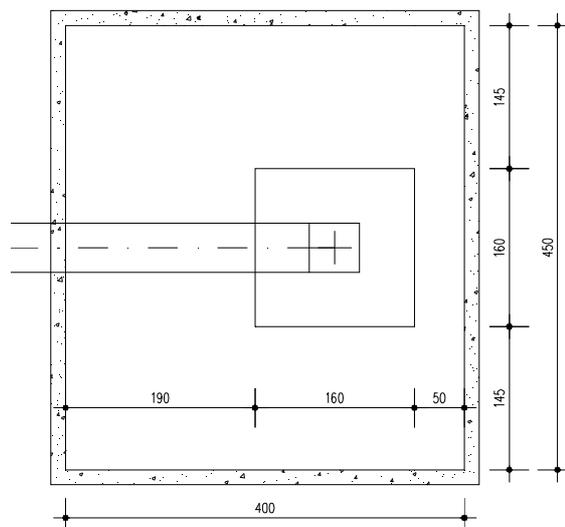
SEZIONE TRASVERSALE
SCALA 1:50



SEZIONE LONGITUDINALE
SCALA 1:50



PIANTA
SCALA 1:50



8.3.1. Sollecitazioni sulla fondazione

Per la condizione più gravosa si ha che l'eccentricità del carico risulta:

$$e_{\text{long}} = M_{\text{long}} / N = 0.36\text{m}$$

$$e_{\text{trasv}} = M_{\text{trasv}} / N = 0.04\text{m}$$

Il basamento ha dimensioni 4.5 x 4.0m pertanto le dimensioni del nocciolo centrale d'inerzia sono:

$$\rho_{\text{long}} = H/6 = 4.5 / 6 = 0.75$$

$$\rho_{\text{trasv}} = H/6 = 4.0 / 6 = 0.67$$

Essendo:

$$6 e_{\text{long}} / L + 6 e_{\text{trasv}} / B = 0.532 < 1$$

la sezione risulta INTERAMENTE REAGENTE.

La tensione massima di contatto relativa alla massima eccentricità (condizione C6) è:

$$\sigma = N/A + M/W = 80 \text{ kPa}$$

La massima pressione di contatto in assoluto risulta per la condizione C1:

$$\sigma = N/A + M/W = 107 \text{ kPa}$$

Il basamento viene verificato con uno schema semplificato a mensola nelle due direzioni longitudinale e trasversale, considerando la fondazione come incastrata in corrispondenza dello sbalzo trasversale di 1.90m e quello longitudinale di 1.45m. Le mensole sono soggette alla pressione massima, uniformemente distribuita. Tale schematizzazione semplificata risulta a favore di sicurezza.

8.3.2. Verifiche a flessione allo Stato Limite Ultimo

8.3.2.1 Verifica in direzione longitudinale

Le caratteristiche geometriche della sezione considerate per la verifica sono:

Altezza $H = 100 \text{ cm}$

Larghezza $B = 100 \text{ cm}$

Copriferro $c = 7.00 \text{ cm}$

Si considerano le seguenti armature:

armatura tesa $1\text{Ø}16/20 \text{ cm} = 10.05 \text{ cm}^2$

armatura compressa $1\text{Ø}216/20 = 10.05 \text{ cm}^2$

Il momento massimo per metro di sezione risulta:

$$M_{\max} = 1/2 (107 \cdot 1.0) \cdot (1.45)^2 = 112 \text{ kNm}$$

Il momento resistente della sezione è:

$$M_{\text{res}} = 370 \text{ kNm}$$

e quindi la verifica risulta soddisfatta.

8.3.2.2 Verifica in direzione trasversale

Le caratteristiche geometriche della sezione considerate per la verifica sono:

Altezza $H = 100 \text{ cm}$

Larghezza $B = 100 \text{ cm}$

Copriferro $c = 7.00 \text{ cm}$

Si considerano le seguenti armature:

armatura tesa $1\text{Ø}20/20 \text{ cm} = 15.57 \text{ cm}^2$

armatura compressa $1\text{Ø}16//20 = 15.57 \text{ cm}^2$

Il momento massimo per metro di sezione risulta:

$$M_{\max} = 1/2 \cdot (107 \cdot 1.0) \cdot (1.90)^2 = 193 \text{ kNm}$$

Il momento resistente della sezione è:

$$M_{\text{res}} = 530 \text{ kNm}$$

La verifica risulta ampiamente soddisfatta.

8.3.3. Verifiche a taglio allo Stato Limite Ultimo

8.3.3.1 Verifica in direzione longitudinale

Le verifiche vengono eseguite controllando che i valori delle sollecitazioni risultino inferiori al taglio resistente ultimo. Il taglio massimo per la sezione è:

$$T_{\max} = (107 \cdot 1.45) = 155 \text{ kN}$$

V_{sdu}	155	kN
M_{sdu}	-	kNm
N_{sdu}	0	kN
R_{ck}	35	N/mm ²
f_{ck}	28	N/mm ²
γ_c	1.5	
f_{yk}	450	N/mm ²
b_w	100	cm
d	93.00	cm
A_{sl}	10.05	cm ²
c	7.00	cm
α	90	gradi
α	1.57	rad
θ	21.80	gradi
$ctg\theta$	2.50	
θ_{imposto}	21.80	gradi
A_{sw}	0.00	cm ²
passo staffe	20	cm
f_{cd}	15.867	N/mm ²
$f_{ctd_{0,05}}$	1.240	N/mm ²
f_{yd}	391.304	N/mm ²
σ_{cp}	0.0000	N/mm ²
<i>verifica senza armatura resistente a taglio</i>		
V_{Rd}	236.270	kN
$V_{Rd,min}$	305.018	kN

Poiché $V_{RD} > V_{SDU}$ la verifica è soddisfatta senza necessità di armare a taglio.

8.3.3.2 Verifica in direzione trasversale

Le verifiche vengono eseguite controllando che i valori delle sollecitazioni risultino inferiori al taglio resistente ultimo. Il taglio massimo per la sezione è:

SEGNALETICA ORIZZONTALE E VERTICALE
Relazione tecnica e di calcolo basamenti portali segnaletica

$$T_{max} = (107 * 1.9) = 203 \text{ kN}$$

V_{sdu}	203	kN
M_{sdu}	-	kNm
N_{sdu}	0	kN
R_{ck}	35	N/mm ²
f_{ck}	28	N/mm ²
γ_c	1.5	
f_{yk}	450	N/mm ²
b_w	100	cm
d	93.00	cm
A_{sl}	15.57	cm ²
c	7.00	cm
α	90	gradi
α	1.57	rad
θ	21.80	gradi
$ctg\theta$	2.50	
$\theta_{imposto}$	21.80	gradi
A_{sw}	0.00	cm ²
passo staffe	20	cm
f_{cd}	15.867	N/mm ²
$f_{ctd_{0,05}}$	1.240	N/mm ²
f_{yd}	391.304	N/mm ²
σ_{cp}	0.0000	N/mm ²
<i>verifica senza armatura resistente a taglio</i>		
V_{Rd}	273.390	kN
$V_{Rd,min}$	305.018	kN

Poiché $V_{RD} > V_{SDU}$ la verifica è soddisfatta senza necessità di armare a taglio.

8.3.4. Verifiche di fessurazione

8.3.4.1 Verifica in direzione longitudinale

La tensione massima in combinazione frequente risulta:

$$\sigma = 62 \text{ kPa}$$

$$M_{\max} = 1/2 \cdot (62) \cdot (1.45)^2 = 65 \text{ kNm}$$

Le tensioni di calcestruzzo ed acciaio nella sezione risultano:

	Sez long.
	Frequente
Larghezza b (cm)	100.000
Altezza h (cm)	100.000
Armatura tesa 1° strato A_a (cm ²)	1Ø16/20 10.05
Copriferro 1° strato c_1 (cm)	7.000
Armatura Compressa $A'a$ (cm ²)	1Ø16/20 10.05
Copriferro armatura compressa c' (cm)	7.000
N (kN)	0.000
M (kNm)	65.00
FORMAZIONE FESSURE	
Resist. media a traz. semplice del cls, f_{ctm} (N/mm ²)	3.16
Resist. caratt. a traz. per fless. del cls, f_{ctk} (N/mm ²)	2.65
Traz. nel cls prodotta da Mes ed Nes, σ_{ct} (N/mm ²)	0.36

Non si ha formazione di fessure.

8.3.4.2 Verifica in direzione trasversale

$$M_{\max} = 1/2 (65) \cdot (1.9)^2 = 117 \text{ kNm}$$

Le tensioni di calcestruzzo ed acciaio nella sezione risultano:

	Sez trasv.
	Frequente
Larghezza b (cm)	100.000
Altezza h (cm)	100.000
Armatura tesa 1° strato A_a (cm ²)	1Ø20/20 15.57
Copriferro 1° strato c_1 (cm)	7.000
Armatura Compressa A'_a (cm ²)	1Ø16/20 10.05
Copriferro armatura compressa c' (cm)	7.000
N (kN)	0.000
M (kNm)	117
FORMAZIONE FESSURE	
Resist. media a traz. semplice del cls, f_{ctm} (N/mm ²)	3.16
Resist. caratt. a traz. per fless. del cls, f_{ctk} (N/mm ²)	2.65
Traz. nel cls prodotta da Mes ed Nes, σ_{ct} (N/mm ²)	0.64

Non si ha formazione di fessure.

8.4. VERIFICHE GEOTECNICHE DEL BASAMENTO DI FONDAZIONE

Si riportano nel seguito le verifiche di capacità portante e scorrimento per le condizione SLU_GEO e sismica. I parametri considerati per l'approccio A2-M2-R2 sono:

FONDAZIONI A PLINTO

angolo d'attrito caratteristico ϕ'_k	23	°	0.40	rad
angolo d'attrito caratteristico ϕ'_k alla base	23	°	0.40	rad
coefficiente γ_ϕ	1.25			
coefficiente γ_R	1.0			
angolo d'attrito di design ϕ'_d	23.00	°	0.40	rad $\tan(\phi'_d)= 0.424$
coeff. attrito di design μ'_d	0.42			
Profondità da piano campagna D [m]	1	m		
q' = carico permanente ai lati	20	kPa		
γ = peso specifico terreno naturale	20	kN/m ³		
γ' = peso specifico terreno immerso	10	kN/m ³		
Z_w	0	m		

Nel caso di sisma si ha invece l'approccio A1-M1-R1 pertanto $\gamma_\phi=1$.

Approccio 1 - Combinazione 2 A2+M2+R2 (per sisma 1-M1-R1)								DIMENSIONI EFFICACI	
Azioni a intradosso fondazione (SLU - comb A2)									
COMBINAZIONE	DIM LONG B	DIM TRASV L	N kN	H _L kN	H _T kN	M _L kNm	M _T kNm	B'	L'
								m	m
COMBINAZIONE									
C8_SISMA LONG_1	4.5	4	929	118	192	179	-2	4.11	4.00
C9_SISMA LONG_2	4.5	4	929	118	105	179	105	4.11	3.77
C10_SISMA TRASV_1	4.5	4	929	35	314	54	-179	4.38	3.61
C11_SISMA TRASV_2	4.5	4	929	35	22	54	253	4.38	3.46
C6_SLU GEO_Vento	4.5	4	929	38	170	331	35	3.79	3.92

CAPACITA PORTANTE : contributo q'		
N_q	Direzione Longitudinale (B')	Direzione Trasversale (L')

SEGNALETICA ORIZZONTALE E VERTICALE
Relazione tecnica e di calcolo basamenti portali segnaletica

	s_q	d_q	i_q	g_q	z_q	$h_{q,f}$	$q_{lim,qB'}$ kPa	s_q	d_q	i_q	g_q	z_q	$h_{q,f}$	$q_{lim,qB'}$ kPa	kPa
5.66	1.239	1.076	0.720	1	1.00	1.00	108.7	1.181	1.078	0.580	1	1.00	1.00	83.6	83.6
5.66	1.253	1.076	0.720	1	1.00	1.00	109.9	1.220	1.083	0.748	1	1.00	1.00	111.9	109.9
5.66	1.355	1.071	0.909	1	1.00	1.00	149.4	1.105	1.086	0.396	1	1.00	1.00	53.9	53.9
5.66	1.371	1.071	0.909	1	1.00	1.00	151.2	1.239	1.090	0.942	1	1.00	1.00	144.1	144.1
5.66	1.280	1.083	0.902	1	1.00	1.00	141.5	1.206	1.080	0.619	1	1.00	1.00	91.3	91.3

CAPACITA PORTANTE : contributo γ														
N_γ	Direzione Longitudinale (B')							Direzione Trasversale (L')						
	s_γ	d_γ	i_γ	g_γ	z_γ	$h_{\gamma,f}$	$q_{lim,\gamma B}$ kPa	s_γ	d_γ	i_γ	g_γ	z_γ	$h_{\gamma,f}$	$q_{lim,\gamma L}$ kPa
	2.37	0.435	1.000	0.628	1	1.00	1.00	13.3	0.717	1.000	0.458	1	1.00	1.00
2.37	0.587	1.000	0.628	1	1.00	1.00	18.0	0.613	1.000	0.662	1	1.00	1.00	18.2
2.37	0.000	1.000	0.875	1	1.00	1.00	0.0	0.902	1.000	0.259	1	1.00	1.00	10.0
2.37	0.517	1.000	0.875	1	1.00	1.00	23.6	0.669	1.000	0.920	1	1.00	1.00	25.2
2.37	0.338	1.000	0.865	1	1.00	1.00	13.1	0.758	1.000	0.504	1	1.00	1.00	17.8

VERIFICA A CAPACITA' PORTANTE				VERIFICA A SCORRIMENTO			
R_d $q_{u,d}$ kPa	E_d $q_{E,d} = N / (B' \cdot L')$ kPa	R_d/E_d $\geq 1,0$	$R_d = N \cdot \mu_d$ kN	E_d kN	$R_d/E_d \geq 1,1$		
$(83.6 + 15.6)/1. =$	99.1	1.75 OK	315.5	225.4	1.40	OK	
$(109.9 + 18.2)/1. =$	128.1	2.14 OK	315.5	158.0	2.00	OK	
$(53.9 + 10.)/1. =$	63.9	1.09 OK	378.9	315.9	1.20	OK	
$(144.1 + 25.2)/1. =$	169.3	2.76 OK	315.5	41.3	7.63	OK	
$(91.3 + 17.8)/1. =$	109.1	1.74 OK	315.5	174.2	1.81	OK	