

IL CONCEDENTE

IL CONCESSIONARIO



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

CODICE C.U.P. E81B0800060009

PROGETTO DEFINITIVO

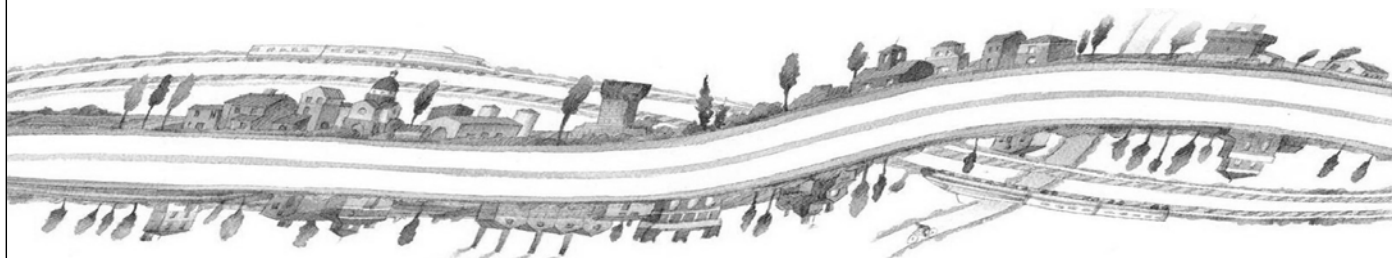
ASSE AUTOSTRADALE (COMPRESIVO DEGLI INTERVENTI LOCALI)

PROGETTAZIONE STRADALE

VIABILITA' DI COLLEGAMENTO

C 11 (EX FE04) - TANGENZIALE OVEST DI FERRARA

BARRIERE ANTIRUMORE - RELAZIONE DI CALCOLO



IL PROGETTISTA

Ing. Antonio De Fazio
Albo Ing. Prov. Bologna n°3696



RESPONSABILE INTEGRAZIONE
PRESTAZIONI SPECIALISTICHE

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



IL CONCESSIONARIO

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

G					
F					
E					
D					
C					
B					
A	17.04.2012	EMISSIONE	Azzolini	De Fazio	Salsi
REV.	DATA	DESCRIZIONE	REDAZIONE	CONTROLLO	APPROVAZIONE

IDENTIFICAZIONE ELABORATO

NUM. PROGR.	FASE	LOTTO	GRUPPO	CODICE OPERA WBS	TRATTO OPERA	AMBITO	TIPO ELABORATO	PROGRESSIVO	REV.
1511	PD	0	C11	CBA11	0	SD	RC	01	A

DATA: MAGGIO 2012

SCALA:

INDICE

1. PREMESSA.....	4
2. NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	6
2.1. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	6
3. DURABILITA' E PRESCRIZIONI SUI MATERIALI	7
4. CRITERI DI CALCOLO	9
4.1. CALCOLO DELLE SPINTE SUI PARAMENTI VERTICALI	9
4.1.1. Spinte attive in condizioni statiche.....	10
4.1.2. Spinte a riposo in condizioni statiche.....	11
4.1.3. Spinte attive in condizioni sismiche	11
4.1.3.1 Rilevato asciutto.....	12
4.1.3.2 Rilevato saturo a grana fine (dinamicamente impervio: $k < 5 \cdot 10^{-4}$ m/s).....	13
4.1.3.3 Rilevato saturo a grana grossa (dinamicamente permeabile: $k \geq 5 \cdot 10^{-4}$ m/s).....	13
4.1.3.4 Rilevato parzialmente immerso.....	15
4.1.3.5 Punto di applicazione delle spinte attive sismiche.....	15
4.1.4. Sovraspinte sismiche su muri non in grado di spostarsi	16
4.2. CRITERI E DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA.....	18
4.3. COMBINAZIONI DI CARICO.....	20
4.3.1. Combinazioni per la verifica allo SLU.....	20
4.3.2. Combinazioni per la verifica allo SLE	22
4.3.3. Combinazioni per la condizione sismica.....	23
5. PARAMETRI GEOTECNICI	23
6. FONDAZIONE SU PALI	25
6.1. SEZIONI DI CALCOLO.....	25
6.2. ANALISI DEI CARICHI	25
6.2.1. Peso proprio e carichi permanenti portati	25
6.2.2. Spinta delle terre	25
6.2.3. Azione del vento	26
6.2.4. Azione da rimozione della neve.....	27
6.2.5. Azioni sismiche.....	28
6.3. CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI AGENTI IN TESTA PALO	29
6.4. CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI MASSIME AGENTI LUNGO IL PALO.....	33
6.5. VERIFICHE DI RESISTENZA ED A FESSURAZIONE.....	36
6.5.1. Pali di fondazione	37
6.5.1.1 Verifica a presso-flessione	37
6.5.1.2 Verifica a taglio.....	38
6.6. VERIFICHE GEOTECNICHE DI PORTANZA.....	39

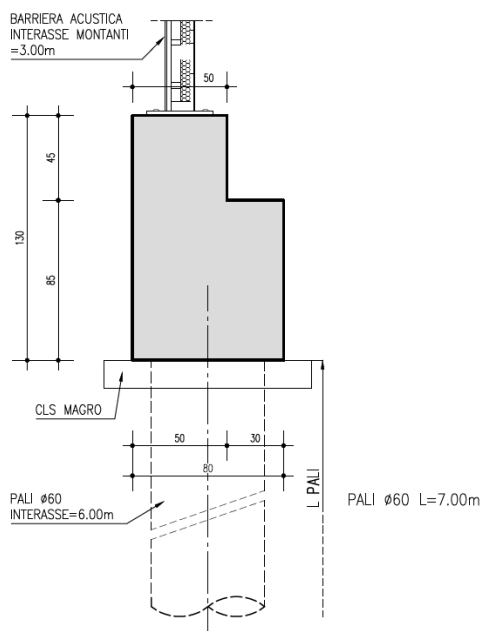


6.6.1. Verifica di capacità portante assiale	40
6.6.2. Verifica di capacità portante trasversale.....	41
7. VERIFICA TIRAFONDI.....	42

1. PREMESSA

La presente relazione è relativa al calcolo delle fondazioni delle barriere acustiche della viabilità C11 (FE04) TANGENZIALE OVEST DI FERRARA.

FONDAZIONE BARRIERA $i=3m$ $H=3m$
PALI $\phi 60$ $i=6.00m$ 1:20



FONDAZIONE SU PALI		Barriera $H=3.0m$
H_c	Altezza Cordolo (m)	1.30
D_p	Diametro Palo (m)	0.60
L_p	Lunghezza Palo (m)	7.00
i	Interasse Pali (m)	6.00

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.

Le verifiche strutturali sono state effettuate con l'ausilio del programma PRO_SAP (prodotto dalla 2S.I. Software e Servizi per l'Ingegneria S.r.l. P.ta Schiatti 8/b 44100 Ferrara).

Le verifiche geotecniche dei pali di fondazione sono state eseguite con riferimento alle curve di capacità portante riportate nel documento [3], specificato nel paragrafo "Normativa e documenti di riferimento".

La valutazione delle sollecitazioni lungo i pali di fondazione è stata eseguita sulla base delle indicazioni riportate nel documento [3], specificato nel paragrafo "Normativa e documenti di riferimento", a partire dalle azioni di taglio e momento flettente calcolati in testa palo.

2. NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

I calcoli e le disposizioni esecutive sono conformi alla vigente normativa N.T.C. 2008.

2.1. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

- [1] Elenco delle normative di riferimento “0035_PD_0_0000_0000_0_GE_KT_01_A”
- [2] Tabella materiali e classi di esposizione calcestruzzo “0036_PD_0_0000_0000_0_GE_TB_01_A”
- [3] Relazione geotecnica fondazioni barriere acustiche.
- [4] UNI EN 1794-1 – Agosto 2004 – Dispositivi per la riduzione del rumore da traffico stradale – Prestazioni non acustiche – Parte 1: Prestazioni meccaniche e requisiti di stabilità
- [5] CNR-DT 207 – Gennaio 2008 – Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni.

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)

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. CRITERI DI CALCOLO

In ottemperanza con la normativa vigente, i calcoli sono condotti con il metodo semiprobabilistico agli stati limite.

4.1. 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. Altrimenti è in genere necessario assumere condizioni di spinta a riposo.

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

$$\text{Orizzontale} = k_h g \qquad \text{Verticale} = k_v g = \pm 0.5 k_h g$$

Come nel caso statico, anche in condizioni sismiche è necessario distinguere tra:

- muri indeformabili;
- muri deformabili;
- muri molto deformabili;

Nella prima classe di muri (**muri indeformabili**) possono essere inclusi i manufatti aventi pareti adeguatamente contrastate, quali, ad esempio, gli scatolari. In questo caso è opportuno adottare spinte sismiche secondo la teoria di Wood (1973), come meglio indicato nel §4.1.4, assumendo

$$(\text{SLV}) k_h = a_{\max}/g$$

Nella categoria dei **muri deformabili** si possono includere le pareti sufficientemente deformabili grazie alla loro snellezza ma tuttavia sostanzialmente vincolate, in qualche modo, ad altre strutture, come ad esempio le pareti di manufatti a U. In questo caso potranno essere considerate spinte comprese tra valori a riposo e attive, in ragione della deformabilità. Queste ultime (sismiche attive) saranno valutate assumendo

(SLV) $k_h = \beta_m \cdot a_{max}/g$, con $\beta_m=1$

Nella categoria dei **muri molto deformabili** per i quali possono essere ipotizzati significativi spostamenti relativi tra muro e terreno, si possono includere, ad esempio, i muri di sostegno fondati su fondazioni dirette. In questo caso si assumeranno certamente 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 $\beta_m = 0.31$,

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

4.1.1. 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:

$$\sigma_A(z) = K_A \cdot [\sigma_v(z) - u(z)] + u(z) \quad (4-1)$$

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

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

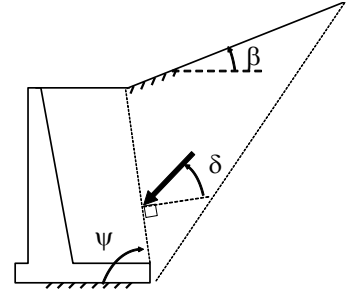
È possibile, tuttavia, mettere in conto l'angolo d'attrito δ tra terra e muro, assumendo quindi che la spinta sia inclinata, rispetto alla normale alla superficie di contatto tra muro e terreno, di un angolo δ .

In questo caso il coefficiente di spinta attiva può essere valutato con le note formule derivate dalla teoria di Coulomb e sviluppate da Muller-Breslau.

CONDIZIONI DI SPINTA ATTIVA – Teoria di Coulomb

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

(4-3)



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).

4.1.2. Spinte a riposo in condizioni statiche

Ad una generica profondità z , nel caso di terreno puramente granulare, lo sforzo orizzontale totale $\sigma_0(z)$ sulla parete è dato da:

$$\sigma_0(z) = K_0 \cdot [\sigma_v(z) - u(z)] + u(z) \quad (4-4)$$

In cui, nel caso di piano campagna orizzontale, il coefficiente di spinta a riposo K_0 se non diversamente definito, può essere assunto pari a

$$K_0 = (1 - \sin(\phi)) \cdot \sqrt{\text{OCR}} \quad (4-5)$$

Con $\text{OCR} = \text{GSC}$ = grado di sovraconsolidazione.

4.1.3. 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 = $k_v \cdot g$

La spinta totale attiva su un paramento di altezza pari ad H è data da:

$$E_d = \frac{1}{2} \gamma^* (1 \pm k_v) K_{A,E} H^2 + E_{ws} + E_{wd} \quad (4-6)$$

Il primo termine è la spinta attiva dovuta allo scheletro solido, il secondo termine E_{ws} è la risultante delle pressioni idrostatiche ed il terzo E_{wd} è la risultante delle sovrappressioni interstiziali.

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

CONDIZIONI DI SPINTA ATTIVA – Teoria di M-O

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

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

(4-7)

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).

A seconda della definizione del peso specifico γ^* del cuneo e dell'angolo θ definito come l'angolo, rispetto alla verticale, fra le azioni esterne orizzontali e quelle verticali agenti sul cuneo di spinta di volume V, l'espressione generale può essere utilizzata per tre diverse condizioni nelle quali può trovarsi il rilevato.

4.1.3.1 Rilevato asciutto

Non c'è alcuna azione dovuta all'acqua: corrisponde alla configurazione originale ipotizzata da M-O. Come peso specifico γ^* si deve assumere il peso secco γ_d ; la forza orizzontale F_h è pari alla massa del terreno

moltiplicata per l'accelerazione orizzontale mentre la forza verticale F_v è il peso del cuneo incrementato o decrementato dall'accelerazione sismica verticale; quindi:

$$\gamma^* = \gamma_d$$

$$\tan \theta = \frac{k_h}{1 \pm k_v}$$

$$E_{ws} = E_{wd} = 0$$

4.1.3.2 Rilevato saturo a grana fine (dinamicamente impervio: $k < 5 \cdot 10^{-4}$ m/s)

In sostanza si assume che l'acqua, imprigionata negli interstizi, si muova insieme con il terreno: l'accelerazione sismica agirà quindi sulla massa complessiva (terreno+acqua) del cuneo, pari a $V \cdot \gamma_{sat}$. Si ammette che le pressioni interstiziali non subiscano variazioni ai fini del calcolo delle azioni sulla parete. In questo caso l'equilibrio limite del cuneo è fatto al netto della risultante delle azioni idrostatiche e quindi, nelle formule generali, si assumerà:

$$\gamma^* = \gamma'$$

$$\tan \theta = \frac{\gamma_{sat}}{\gamma'} \frac{k_h}{1 \pm k_v}$$

Alla spinta efficace dovrà essere aggiunta la spinta idrostatica dell'acqua, mentre, per ipotesi, la componente idrodinamica non può svilupparsi. Quindi:

$$E_{ws} = \frac{1}{2} \gamma_w H^2$$

$$E_{wd} = 0$$

4.1.3.3 Rilevato saturo a grana grossa (dinamicamente permeabile: $k \geq 5 \cdot 10^{-4}$ m/s)

Si ammette che l'acqua negli interstizi possa muoversi liberamente, indipendentemente dalle deformazioni subite dal terreno: l'accelerazione sismica agirà quindi sulla massa della sola parte solida del cuneo, pari a $V \cdot \gamma_d$. L'equilibrio limite del cuneo è fatto al netto della risultante delle pressioni interstiziali e quindi, nelle formule generali, si assumerà:

$$\gamma^* = \gamma'$$

$$\tan \theta = \frac{\gamma_d}{\gamma} \frac{k_h}{1 \pm k_v}$$

In questo caso dovranno essere aggiunte sia la spinta idrostatica sia la sovraspinta idrodinamica della stessa acqua di falda.

$$E_{ws} = \frac{1}{2} \gamma_w H^2$$

$$E_{wd} = \frac{7}{12} k_h \gamma_w H'^2 \quad \text{con } H' = \text{altezza della freatica dal piede del muro.}$$

4.1.3.4 Rilevato parzialmente immerso

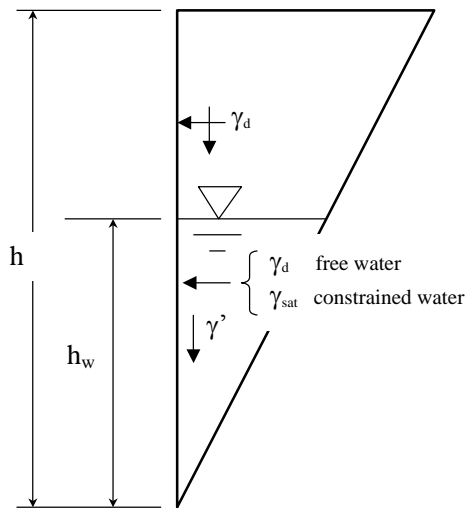


FIGURA 4-1: TERRAPIENO PARZIALMENTE IMMERSO.

Ebeling e Morrison (1992) indicano il modo per utilizzare, anche in questo caso, le equazioni di M-O: sostanzialmente questo caso può essere assimilato a quello di un terrapieno completamente immerso omogeneo, avente un peso specifico equivalente. Per calcolare la risultante delle spinte, si potrà operare come segue. Si definiscono i pesi specifici medi da associare rispettivamente alla componente efficace verticale ed alla componente laterale

$$\gamma_v^* = \left(\frac{h_w}{h}\right)^2 \cdot \gamma' + \left[1 - \left(\frac{h_w}{h}\right)^2\right] \cdot \gamma_d$$

$$\gamma_H^* = \begin{cases} \gamma_d & \text{se terreno din. permeabile} \\ \left(\frac{h_w}{h}\right)^2 \cdot \gamma_{sat} + \left[1 - \left(\frac{h_w}{h}\right)^2\right] \cdot \gamma_d & \text{se terreno din. impervio} \end{cases}$$

Definendo

$$\tan \theta = \frac{\gamma_H^*}{\gamma_v^*} \frac{k_h}{1 - k_v}$$

si applicherà poi la (4-6) calcolando i coefficienti di spinta tramite le (4-7) e ponendo $\gamma^* = \gamma_v^*$.

4.1.3.5 Punto di applicazione delle spinte attive sismiche

Considerato che la spinta attiva complessiva è in generale composta da tre termini, occorre calcolare il punto di applicazione di ognuno di essi

1. **Componente associata allo scheletro solido:** è possibile operare come segue
 - a) si calcola la spinta attiva in condizioni statiche ($S_{A,S}$)
 - b) si calcola la quota parte efficace di spinta sismica E_d dovuta alla terra:

$$S_{A,E} = \frac{1}{2} \gamma^* (1 \pm k_v) K_{A,E} H^2$$

Nel caso di terreno eterogeneo, la spinta attiva è calcolata considerando la variabilità di $K_{A,sismico}$. Nel caso di terreno omogeneo ma parzialmente in falda, si suggerisce di adottare l'approccio sopra indicato, piuttosto che introdurre diversi valori dei coefficienti di spinta.

c) si calcola l'incremento di spinta dovuto alla terra in caso di sisma (componente efficace):

$$\Delta S_A = S_{A,E} - S_{A,S}$$

d) Nel caso di muri che possano ruotare alla base, si può considerare che tale incremento abbia una risultante nello stesso punto della risultante delle spinte statiche

e) Negli altri casi si può assumere che tale azione si distribuisca uniformemente sulla parete, il che equivale ad applicare un carico uniformemente distribuito pari a:

$$q = \Delta S_A / H$$

2. **Componente idrostatica:** è applicata come nel caso statico

3. **Componente idrodinamica (E_{wd}):** se esiste, è applicata considerando la seguente distribuzione di pressioni:

$$q_{wd}(z) = \pm \frac{7}{8} k_h \gamma_w \sqrt{H \cdot z} \quad \text{con } z \text{ quota del generico punto rispetto la base della parete.}$$

4.1.4. Sovrappinte sismiche su muri non in grado di spostarsi

In questo caso l'utilizzo delle equazioni di M-O non è raccomandato. Le spinte delle terre, sono calcolate in regime di spinta a riposo che comporta il calcolo delle spinte sismiche in tali condizioni; l'incremento dinamico di spinta del terreno può essere quindi calcolato attraverso la nota formulazione di Wood (1973) come:

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

Con h_{tot} = altezza del muro.

Questa spinta è applicata come una distribuzione uniforme lungo l'altezza h_{tot} .

Nel caso di scatolare, si assumerà $\gamma = 19.5 \text{ kN/m}^3$ = peso di volume del materiale compattato del rilevato.

Il punto di applicazione della spinta che interessa lo scatolare è posto $h_{scat}/2$, con "h_{tot}" altezza dalla fondazione dello scatolare al piano stradale e h_{scat} l'altezza dello scatolare.

Essendo "ΔP_d" la risultante globale, ed il diagramma di spinta di tipo rettangolare, è immediato ricavare la quota parte della spinta che agisce sul piedritto dello scatolare.

L'azione sismica è rappresentata da un insieme di forze statiche orizzontali e verticali, date dal prodotto delle

forze di gravità per i coefficienti sismici in precedenza definiti, di cui la componente verticale è considerata agente verso l'alto o verso il basso, in modo da produrre gli effetti più sfavorevoli.

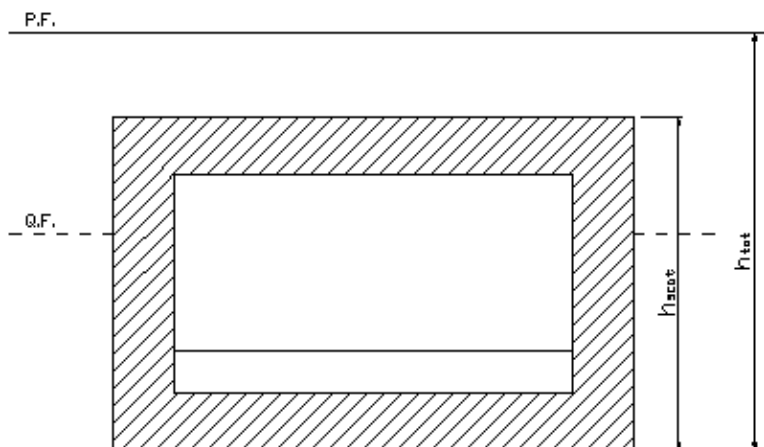


FIGURA 4-2 ALTEZZE DI RIFERIMENTO PER IL CALCOLO DELL'AZIONE SISMICA

4.2. 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 e non strutturali, nonché gli impianti, deve rispettare gli stati limite ultimi e di esercizio definiti al § 3.2.1, i cui requisiti di sicurezza sono indicati nel § 7.1 della norma.

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 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 provocare rischi agli utenti e non compromette significativamente la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali e orizzontali. Lo stato limite di esercizio comporta la verifica delle tensioni di lavoro, in conformità al § 4.1.2.2.5 (NT).

Per Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV) si 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 (creazione di cerniere plastiche secondo il criterio della gerarchia delle resistenze), mantenendo ancora un margine di sicurezza (resistenza e rigidità) nei confronti delle azioni verticali.

Gli stati limite, sia di esercizio sia ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni che l’opera a 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.

Le azioni sismiche sono valutate in relazione al periodo di riferimento della struttura, che si ricava moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d’uso C_U

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

Il valore del coefficiente d’uso C_U è definito, al variare della classe d’uso, come mostrato nella tabella seguente:

CLASSE D’USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

TABELLA 4.1 VALORI DEL COEFFICIENTE D'USO CU

Il valore di probabilità di superamento del 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:

$$T_R(SLV) = - \frac{V_r}{\ln(1 - P_{vr})}$$

Cautelativamente, si riportano le caratteristiche sismiche in funzione del periodo di ritorno del sisma ipotizzato e di una categoria di sottosuolo D:

a_g → accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido;

S → coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_s) e dell'amplificazione topografica (S_T).

Periodo di ritorno SLV [anni]	a_g/g	S_s	S_T	Categoria sottosuolo	a_{max}/g
1898	0.263	1.427	1.00	D	0.375

Il calcolo viene eseguito con il metodo pseudostatico (§ 7.11.6 NT). In queste condizioni l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico.

4.3. COMBINAZIONI DI CARICO

Le combinazioni di carico, utilizzate per condurre le verifiche agli stati limite ultimi e agli stati limite di esercizio, sono state originate in ottemperanza con quanto prescritto dalla vigente normativa.

4.3.1. Combinazioni per la verifica allo SLU

Gli stati limite ultimi delle opere interrato 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 l'opera.

Le verifiche agli stati limite ultimi sono eseguiti in riferimento ai seguenti stati limite:

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

collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;

-SLU di tipo strutturale (STR)

raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

Per i pali di fondazione 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 geotecnici e le azioni.

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

combinazione 2 → (A2+M1+R2) ⇒ GEO (capacità portante)

combinazione sisma → (1+M1+R3) ⇒ SISMA (verifiche degli elementi strutturali e capacità portante)

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFF. PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	M ₁	M ₂
-----------	---	--	----------------	----------------

Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1	1,25
Resistenza non drenata	c'_{uk}	γ_{cu}	1	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_{γ}	1	1

TABELLA 4.2 - COEFFICIENTI PARZIALI PER I PARAMETRI DEL TERRENO (TABELLA 6.2.II NTC 2008)

PALI DI FONDAZIONE	COEFF. PARZIALE (R1)	COEFF. PARZIALE (R2)
Resistenza di base	$\gamma_{R=1.0}$	$\gamma_{R=1.7}$
Resistenza laterale compressione	$\gamma_{R=1.0}$	$\gamma_{R=1.45}$
Resistenza laterale trazione	$\gamma_{R=1.0}$	$\gamma_{R=1.6}$

TABELLA 4.3- COEFFICIENTI PARZIALI γ_R PER LA RESISTENZA DEI PALI DI FONDAZIONE

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

$$\text{STR}) \Rightarrow \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{0i} \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\Phi_d' = \Phi_k')$$

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

I valori dei coefficienti parziali delle azioni sono dedotti dalla tabella 5.1.V del D.M. 14 Gennaio 2008

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

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Carichi variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 2}, \gamma_{\epsilon 3}, \gamma_{\epsilon 4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.
⁽²⁾ Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.
⁽³⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna
⁽⁴⁾ 1,20 per effetti locali

4.3.2. Combinazioni per la verifica allo SLE

Ai fini delle verifiche degli stati limite di esercizio (fessurazione/ stato tensionale) si definiscono le seguenti combinazioni:

$$\text{Frequente)} \quad \Rightarrow \quad G_1 + G_2 + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki} \quad \Rightarrow (\Phi_d' = \Phi_k')$$

$$\text{Quasi permanente)} \quad \Rightarrow \quad G_1 + G_2 + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki} \quad \Rightarrow (\Phi_d' = \Phi_k')$$

$$\text{Rara)} \quad \Rightarrow \quad G_1 + G_2 + Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki} \quad \Rightarrow (\Phi_d' = \Phi_k')$$

I valori dei coefficienti di combinazione sono dedotti dalla tabella 5.1.Vi del D.M. 14 Gennaio 2008.

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

Azioni	Gruppo di azioni (Tabella 5.1.IV)	Coefficiente Ψ_0 di combinazione	Coefficiente Ψ_1 (valori frequenti)	Coefficiente Ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tabella 5.1.IV)	Schema 1 (Carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (Carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	----	0,75	0,0
Vento q_5	Vento a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	Esecuzione	0,8	----	0,0
	Vento a ponte carico	0,6		
Neve q_5	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	T_k	0,6	0,6	0,5

4.3.3. Combinazioni per la condizione sismica

Per la condizione sismica, le combinazioni per gli stati limite ultimi da prendere in considerazione sono le seguenti (approccio 1):

$$\text{STR}) \Rightarrow E+G_1+G_2+\sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\Phi_d' = \Phi_k')$$

$$\text{GEO}) \Rightarrow E+G_1+G_2+\sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\text{spinte } \Phi_d' = \tan^{-1}(\tan \Phi_k' / \gamma_\Phi))$$

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. 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 (°)	28
Coesione efficace c' (kPa)	15
Peso di volume naturale γ_n (kN/m³)	19.5

Per il calcolo della spinta esercitata dalle terre sull'elevazione dei muri di sostegno e su pali si considerano, invece, i seguenti parametri equivalenti:

Angolo di attrito interno del terreno Φ (°)	38
Coesione efficace c' (kPa)	0
Peso di volume naturale γ_n (kN/m³)	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)

Per quanto riguarda la stratigrafia e le proprietà geotecniche del terreno in sito, così come per le curve di capacità portante assiale e trasversale delle opere in questione, si rimanda direttamente alla Relazione Geotecnica di cui al rif. [3].

6. FONDAZIONE SU PALI

6.1. SEZIONI DI CALCOLO

Si eseguono i calcoli per la valutazione delle sollecitazioni agenti in testa. Una volta valutate le sollecitazioni in testa palo è possibile ottenere l'andamento delle sollecitazioni lungo il palo attraverso i grafici riportati nella Relazione Geotecnica di cui al rif. [3].

6.2. 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 caratteristici, al fine di ottenere le sollecitazioni di progetto per effettuare le successive verifiche, verranno opportunamente combinati fra loro.

6.2.1. Peso proprio e carichi permanenti portati

Per i materiali si assumono i seguenti pesi specifici:

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

6.2.2. Spinta delle terre

Il terreno a tergo del cordolo di fondazione della barriera 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

6.2.3. 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:

Calcolo azione del vento		
$H_{barr} =$	3.00	
$H_{ril} =$	12.00	

$H_{tot} =$	15.00	m
Zona	2	
Rugosità	D	
espos	II	
$Z_{tot} =$	20	m s.l.m.
$v_{b,0} =$	25	m/sec
$a_0 =$	750	m/sec
$k_a =$	0.015	1/sec
$t_r =$	100	anni
$\rho_0 =$	1.25	kg/m ³
$\alpha(tr) =$	1.04	
$v_b =$	26.0	m/sec
$q_b =$	0.430	kN/m ²
$Z_o =$	0.05	m
$Z_{min} =$	4	m
$k_r =$	0.19	
$C_p =$	1.200	
$C_d =$	1.000	
$C_t =$	1.000	
$C_e(Z)_{max}$	2.616	
$C_e(Z)_{min}$	2.469	
$q_{v, max} =$	1.35	kN/mq
$q_{v, min} =$	1.27	kN/mq

6.2.4. Azione da rimozione della neve

La norma UNI EN 1794-1 all'appendice B definisce il carico dinamico causato dalla rimozione della neve.

Il carico è costituito da una forza orizzontale valutabile in 15.00kN secondo quanto indicato al punto E.3 della

norma stessa.

Il carico viene assunto uniformemente distribuito su di un'area di 2.00m x 2.00m e la forza risultante viene localizzata a 1.50m al di sopra del livello stradale.

6.2.5. Azioni sismiche

Per il calcolo dell'incremento di spinta sismica del terreno a tergo del cordolo di fondazione 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 i parametri α e β , così come previsto dal DM2008 per le opere paratie.

Nel caso in esame si ha:

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

$\alpha = 0.8$ coefficiente di deformabilità

$\beta = 0.6$ coefficiente di spostamento

L'accelerazione di progetto risulta pertanto:

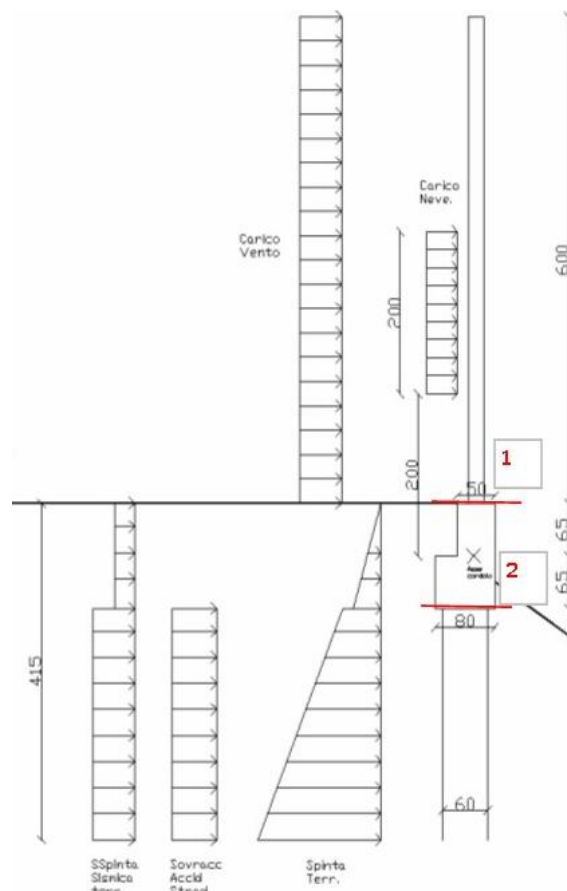
$$a_h = 0.6 \times 0.8 \times 0.375g = 0.18g$$

da cui si ha:

	<i>Coeff. M1 - $\gamma_{m,\phi}=1$</i>	<i>Coeff. M2 - $\gamma_{m,\phi}=1.25$</i>
<i>Spinta attiva sismica</i> $\lambda_{a,e}$	0.360	0.450

6.3. CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI AGENTI IN TESTA PALO

Si riporta il calcolo delle sollecitazioni in testa palo per le combinazioni SLU, SLE e SISMA. I calcoli sono eseguiti con riferimento al seguente schema.



<u>Input :</u>	<u>Parametri</u>	<u>Carichi</u>
	<u>azioni :</u>	<u>agenti :</u>
H _{barr} = 3m	Y _{terr} = 19.5kN/mc	q _{v,max} = 1.35kN/mq
H _{ril} = 12m	Y _{cls} = 25kN/mc	q _{v,min} = 1.27kN/mq
H _{tot} = 15m	Y _s = 78.5	C _{p,pann} = 0.500kN/mq
H _{cord} = 1.3m	k _a = 0.24	P _{cord} = 22.625kN/m
B _{sup} = 0.5m	a _{g/g} = 0.126	P _{Profilato} = 0.613kN/m
B _{inf} = 0.8m	S=S _s *S _t = 1.427	A _{Profilato} = 78.08cmq
i _{pali} = 6m	S _d (barr)= 0.463	F _{spaz-nev} = 15kN
e _{heb-cord} = 0.15m	Ø _{palo} = 0.6m	b _{spaz-nev} = 2m
e _{heb-palo} = 0.15m	k _{M-O} = 0.36	h _{spaz-nev} = 2m
H _{cord,sup} = 0.45m	dk _{M-O} = 0.12	H _{spaz-nev} = 1.5m
H _{cord,inf} = 0.85m		q _{aero-veic} = 0.80kN/mq

Base montante acciaio

(sez. 1-1) :

H	b	M1
F _{vento,1} = 24.11kN	H _{vento,1} = 1.50m	M _{vento} = 36.26kNm
F _{vento,2} = 0.00	H _{vento,2} = 0.00	
F _{spaz-nev} = 15.00kN	H _{spaz-nev} = 1.50m	M _{spaz-nev} = 22.50kNm
F _{sisma} = 1.70kN	H _{sisma} = 2.00m	M _{sisma} = 11.74kNm
4.17kN	2.00m	
44.98kN		70.50kNm
N	b	M2
P _{Profilato} = 3.678kN		
C _{p,pann} = 9.000kN		
12.678kN		

Base cordolo c.a. (sez. 2-

2):

H		b		M1	
$F_{\text{vento},1} =$	24.11kN	$H_{\text{vento},1} =$	2.80m	$M_{\text{vento}} =$	67.61kNm
$F_{\text{vento},2} =$	0.00	$H_{\text{vento},2} =$	1.30	$M_{s, \text{accid}} =$	
$F_{\text{spaz-nev}} =$	15.00kN	$H_{\text{spaz-nev}} =$	2.80m	$M_{\text{spaz-nev}} =$	42.00kNm
$F_{s, \text{terr}} =$	23.73kN	$H_{s, \text{terr}} =$	0.43m	$M_{s, \text{terr}} =$	10.28kNm
$F_{ss, \text{terr}} =$	23.73kN	$H_{ss \text{ terra}} =$	0.65m	$M_{ss \text{ terra}} =$	15.42kNm
$F_{\text{sisma}} =$	1.70kN	$H_{\text{sisma}} =$	3.30m	$M_{\text{sisma}} =$	33.69kNm
	4.17kN		3.30m		
	24.41kN		1.08m		
	116.85kN		0.43		169.00kNm
N		b		M2	
$P_{\text{Profilato}} =$	3.678kN	$B_{P, \text{Profilato}} =$	0.15m	$M_{P, \text{Profilato}} =$	0.552kNm
$C_{p, \text{pann}} =$	9.000kN	$B_{Cp, \text{pann}} =$	0.15m	$M_{Cp, \text{pann}} =$	1.350kNm
$P_{\text{Cordolo}} =$	135.750kN				
	148.428kN				1.902kNm

Combinazioni :							
	Pp	Cp	Vento	Spazzan	Sp terra	Sp S terra	Sisma
g SLU =	1.35	1.35	1.5	1.5	1.35	0	0
g SLE (q.perm) =	1	1	0	0	1	0	0
g SLE (freq) =	1	1	0.2	0.2	1	0	0
g SLE (rara) =	1	1	1	1	1	0	0
g SLV =	1	1	0	0	1	1	1
g GEO =	1	1	1.3	1.3	1	0	0
	Pp	Cp	Vento	Spazzan	Sp terra	Sp S terra	Sisma
C1 SLU (Vento)	1.35	1.35	1.5	0	1.35	0	0
C2 SLU (Neve)	1.35	1.35	0	1.5	1.35	0	0
C3 SLE (q.perm)	1	1	0	0	1	0	0
C4 SLE (freq) (Vento)	1	1	0.2	0	1	0	0
C5 SLE (freq) (Neve)	1	1	0	0.2	1	0	0
C4 SLE (rara) (Vento)	1	1	1	0	1	0	0
C5 SLE (rara) (Neve)	1	1	0	1	1	0	0
C6 SLV (Sisma)	1	1	0	0	1	1	1
C7 SLU-GEO (Vento)	1	1	1.3	0	1	0	0
C8 SLU-GEO (Neve)	1	1	0	1.3	1	0	0

Ris. Testa palo (sez.2-2) :	H	N	M
	[kN]	[kN]	[kNm]
C1 SLU (Vento)	68.20	200.38	117.86
C2 SLU (Neve)	54.53	200.38	79.45
C3 SLE (q.perm)	23.73	148.43	12.18
C4 SLE (freq) (Vento)	28.55	148.43	25.71
C5 SLE (freq) (Neve)	26.73	148.43	20.58
C4 SLE (rara) (Vento)	47.84	148.43	79.79
C5 SLE (rara) (Neve)	38.73	148.43	54.18
C6 SLV (Sisma)	77.73	148.43	61.29
C7 SLU-GEO (Vento)	55.07	148.43	100.08
C8 SLU-GEO (Neve)	43.23	148.43	66.78

6.4. CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI MASSIME AGENTI LUNGO IL PALO

Sulla base delle indicazioni riportate nella Relazione Geotecnica di cui al rif. [3] si ricavano le sollecitazioni massime agenti lungo il palo per le combinazioni significative, a partire dalle azioni di taglio e momento flettente in testa palo. Esse vengono riassunte nelle tabelle seguenti.

Combinazione	Nmax (kN)
SLU-STR	201
SLU-GEO	149
SISMA	149

SISMA Mmax	SISMA Tmax
-------------------	-------------------

M (kNm)	N (kN)	T (kN)	T (kN)	N (kN)	M (kNm)
177	149	12	78	149	62

SLU-STR Mmax			SLU-STR Tmax		
M (kNm)	N (kN)	T (kN)	T (kN)	N (kN)	M (kNm)
202	201	23	69	201	118

SLU-GEO Tmax		
T (kN)	N (kN)	M (kNm)
56	149	101

SLE - RARA Mmax		
M (kNm)	N (kN)	T (kN)
140	149	16

SLE - FREQUENTE Mmax		
M (kNm)	N (kN)	T (kN)
68	149	5

SLE - QP Mmax		
M (kNm)	N (kN)	T (kN)



AUTOSTRADA
REGIONALE
CISPADANA

REGIONE EMILIA ROMAGNA
AUTOSTRADA REGIONALE CISPADANA
dal casello di Reggiolo-Rolo sulla A22 al casello di Ferrara Sud sulla A13

PROGETTO DEFINITIVO

OPERE STRUTTURALI

BARRIERE ACUSTICHE

C11 (FE04) TANGENZIALE OVEST DI FERRARA

BARRIERE ACUSTICHE – RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

50	149	3
----	-----	---

6.5. VERIFICHE DI RESISTENZA ED A FESSURAZIONE

Di seguito si riportano le verifiche strutturali dei pali per le Combinazioni di carico risultate più critiche.

I calcoli di verifica sono effettuati con il metodo degli Stati Limite, applicando il combinato D. M.14.01.2008 con l'UNI EN 1992 (Eurocodice 2).

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 che determinano 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 della normativa vigente sui ponti stradali.

Considerando un ambiente aggressivo ed armature poco sensibili, la massima apertura ammissibile risulta:

b.1) combinazione di carico Frequente:

$$w_k \leq w_3 = 0.30 \text{ mm}$$

b.2) combinazione di carico Quasi Permanente:

$$w_k \leq w_2 = 0.20 \text{ mm}$$

Verifica delle tensioni di esercizio: le verifiche si eseguono per la condizione di carico Quasi Permanente e Rara, verificando rispettivamente che le tensioni di lavoro siano inferiori ai seguenti limiti:

- per la condizione QP si verifica che le massime tensioni presenti nel calcestruzzo siano inferiori a $\sigma_c < 0.45 f_{ck}$;
- per la condizione rara si verifica che le massime tensioni presenti nel calcestruzzo siano inferiori a $\sigma_c < 0.60 f_{ck}$, mentre quelle dell'acciaio $\sigma_s < 0.80 f_{yk}$

6.5.1. Pali di fondazione

6.5.1.1 Verifica a presso-flessione

Di seguito si riassumono le verifiche a presso-flessione SLU e SLE per le combinazioni di carico più significative. I pali hanno diametro 0.60m e sono armati con 16 barre longitudinali $\Phi 26$.

Verifiche stato limite ultimo:

Per ogni combinazione di carico saranno svolte le verifiche:

Verifica per M_{xu} , M_{yu} e N_u proporzionali (sigla verifica: P)

e in caso di verifica proporzionale positiva:

Verifica con rapporto M_{xu} , M_{yu} assegnato (sigla verifica: M)

Verifica con N_u costante (sigla verifica: N)

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	kN	kN m	kN m		kN	kN m	kN m		
1	153.00	189.0000	0.0000	P	441.95	545.9335	0.0000	0.350	OK
				M	5368.91	188.9025	0.0000	0.030	
				N	153.00	530.6535	0.0000	0.360	
2	207.00	267.0000	0.0000	P	422.77	545.3080	0.0000	0.490	OK
				M	4848.69	266.9612	0.0000	0.040	
				N	207.00	535.1888	0.0000	0.500	

Riepilogo combinazioni maggiormente gravose:

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	kN	kN m	kN m		kN	kN m	kN m		
2	207.00	267.0000	0.0000	P	422.77	545.3080	0.0000	0.490	OK
2	207.00	267.0000	0.0000	M	4848.69	266.9612	0.0000	0.040	OK
2	207.00	267.0000	0.0000	N	207.00	535.1888	0.0000	0.500	OK

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. rare:

Valori limite:

CLS: $\sigma_{cL} = 12.00$ kN/m (verifica Ok per $\sigma_c/\sigma_{cL} < 1$)

Acciaio: $\sigma_{aL} = 360.00$ kN/m (verifica Ok per $\sigma_a/\sigma_{aL} < 1$)

	Cmb	Mx	My	N	σ_c	σ_c/σ_{cL}	σ_a	σ_a/σ_{aL}
n. e stato		kN m	kN m	kN	kN/mq		kN/mq	
3 OK	183.0000	0.0000	153.00	-9.39	0.78	147.72	0.41	

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. frequenti:

Valori limite:

Fessure: $W_{kL} = 0.30$ mm (verifica Ok per $W_k/W_{kL} < 1$)

	Cmb	Mx	My	N	Wk	Wk/WkL
n. e stato		kN m	kN m	kN	mm	
5 OK	77.0000	0.0000	153.00	0.08	0.28	

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. quasi permanenti:

Valori limite:

CLS: $\sigma_{cL} = 9.00$ kN/m (verifica Ok per $\sigma_c/\sigma_{cL} < 1$)

Fessure: $W_{kL} = 0.20$ mm (verifica Ok per $W_k/W_{kL} < 1$)

	Cmb	Mx	My	N	σ_c	σ_c/σ_{cL}	Wk	Wk/WkL
n. e stato		kN m	kN m	kN	kN/mq		mm	
7 OK	50.0000	0.0000	153.00	-2.61	0.29	0.00	0.00	

6.5.1.2 Verifica a taglio

Si esegue la verifica con riferimento alla combinazione sisma della barriera H=4.0m, risultata la più gravosa. I pali sono armati a taglio con armatura elicoidale $\Phi 10$ passo 25cm.

V_{sdu}	81	kN
M_{sdu}	179	kNm
N_{sdu}	207	kN
bw	54.00	cm
he	34.72	cm
d	24.92	cm
Asl	84.9	cm ²
c	9.80	cm
α	90	gradi
α	1.57	rad
θ	14.12	gradi
ctg θ	3.98	
θ_{imposto}	-	gradi
Asw	1.57	cm ²
passo staffe	25	cm
f_{cd}	14.167	N/mm ²
$f_{ctd_{0,05}}$	1.119	N/mm ²
f_{yd}	391.304	N/mm ²
σ_{cp}	1.1298	N/mm ²
<i>verifica senza armatura resistente a taglio</i>		
V_{Rd}	135.575	kN

La verifica risulta soddisfatta senza armatura a taglio.

6.6. VERIFICHE GEOTECNICHE DI PORTANZA

Le verifiche geotecniche vengono eseguite con riferimento alle curve di portanza assiale e trasversale riportate nella Relazione Geotecnica di cui al rif. [3].

6.6.1. Verifica di capacità portante assiale

Con riferimento alle curve di portanza a compressione riportate nella Relazione Geotecnica di cui al rif. [3], per un palo di diametro 0.60m e lunghezza 7m si ottengono le seguenti resistenze di progetto:

PALO $\Phi 600$ – L=7.0m		
Combinazione	$N_{s,d}$ (kN)	$R_{c,d}$ (kN)
SLU-STR (A1+M1+R1)	201	311
SLU-GEO (A2+M1+R2)	149	205
SISMA (1+M1+R3)	149	258

La verifica risulta soddisfatta.

6.6.2. Verifica di capacità portante trasversale

Con riferimento alle curve di portanza trasversale riportate nella Relazione Geotecnica di cui al rif. [3], per un palo di diametro 0.60m e lunghezza 7m, armato con 16 barre longitudinali $\Phi 26$ ($M_{Rd}=552\text{kNm}$), si ottengono le seguenti resistenze di progetto:

PALO $\Phi 600$ – L=7.0m		
Combinazione	$T_{s,d}$ (kN)	$R_{tr,d}$ (kN)
SLU-STR (A1+M1+R1)	69	110
SLU-GEO (A2+M1+R2)	56	69
SISMA (1+M1+R3)	78	85

La verifica risulta soddisfatta.

7. VERIFICA TIRAFONDI

Si prevede di utilizzare i seguenti tirafondi:

Altezza barriera	4.00m	3.00m
Tirafondi	4+4 Ø 20	3+3 Ø 20
Piastra	350 x 450	280 x 350

Nel seguito verranno riportate le verifiche di resistenza allo Stato Limite Ultimo, prendendo in considerazione le sollecitazioni a base montante più gravose.

La condizione di carico più gravosa fra quelle analizzate risulta quella relativa a:

barriera su pali tipica, combinazione SLU-(NEVE):

$$M_{Sd} = 33.75 \text{ kNm}$$

$$N_{Sd} = 11.04 \text{ kN}$$

$$V_{Sd} = 22.50 \text{ kN}$$

La tensione normale sui tirafondi risulta:

$$\sigma_s = 184.1 \text{ MPa}$$

Dal taglio sollecitante si ricava la τ sulla sezione di verifica:

$$\tau_s = \frac{V_{Sd}}{A_s} = \frac{22500}{6 \cdot 245} = 15.3 \text{ MPa}$$

La tensione di confronto allo S.l.u. risulta:

$$\sigma_{id} = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2} = \sqrt{184.1^2 + 3 \cdot 15.3^2} = 186.0 \text{ MPa} \quad < f_{yd} = 338 \text{ MPa}$$