

Committente:



AUTOCAMIONALE DELLA CISA S.p.A.

Via Camboara 26/A - Frazione Ponte Taro - 43015 NOCETO (PR)

Impresa Esecutrice:



AUTOSTRADA DELLA CISA A15

RACCORDO AUTOSTRADALE A15/A22

CORRIDOIO PLURIMODALE TIRRENO-BRENNERO

**RACCORDO AUTOSTRADALE FRA L' AUTOSTRADA DELLA CISA-FONTEVIVO (PR)
E L' AUTOSTRADA DEL BRENNERO-NOGAROLE ROCCA (VR). I LOTTO.**

C.U.P. G61B04000060008

C.I.G. 307068161E

PROGETTO ESECUTIVO

AUTOCAMIONALE DELLA CISA S.p.A.
Il Direttore TIBRE:

Il Responsabile del Procedimento:

Il Presidente:

[Signature]

[Signature]

[Signature]

IMPRESA PIZZAROTTI & C. S.p.A.

IMPRESA PIZZAROTTI & C. S.p.A.
Il Direttore Tecnico: *Dot. Ing. Luca Bondanelli*

Il Geologo:
N A

PROGETTAZIONE DI:



Il Progettista:

Ing. Fabio Nigrelli

Ordine degli Ingegneri della Provincia di Palermo n. 3581

A.T.I.:



Coordinatore per la Sicurezza in fase di Progettazione:

Ing. Giovanni Maria Cepparotti

Ordine degli Ingegneri della Provincia di Viterbo n. 392

Consulenza specialistica a cura di:

N A

Progettista Responsabile Integrazione Prestazioni Specialistiche:

Impresa Pizzarotti **Dot. Ing. PIETRO MAZZOLI**

Ing. Pietro Mazzoli **IMPRESA PIZZAROTTI**

Ordine degli Ingegneri della Provincia di Parma n. 821 **INGEGNERI PARMA n.821**

Titolo Elaborato:

**Viabilità ordinaria e di adduzione all'Autostazione Trecasali -Terre Verdiane
Variante S.P. 10 all'abitato di Viarolo - Barriere Antirumore**

Data Emissione Progetto:

18/03/2014

Relazione descrittiva e di calcolo

Scala:

Identif. Elaborato:

N.RO IDENTIFICATIVO	CODICE COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	AMBITO	CAT OPERA	N OPERA	PARTE OP	TIPO DOC	N PROGR. DOC.	REV.
	RAAA	1	E	I	VO	VO	01	R	RE	001	C

Rev.	Data	DESCRIZIONE REVISIONE	Redatto	Controllato	Approvato
C	12/12/2014	Istruttoria A15	POLUZZI	NIGRELLI	MAZZOLI
B	10/10/2014	Istruttoria RINA prot. N°730 del 08/09/2014	POLUZZI	NIGRELLI	MAZZOLI
A	04/07/2014	RIEMMISSIONE PROGETTO ESECUTIVO	POLUZZI	NIGRELLI	MAZZOLI
Rev.	Data	DESCRIZIONE REVISIONE	Redatto	Controllato	Approvato

SOMMARIO

1	PREMESSA	4
1.1	TIPOLOGIE PROGETTUALI DELLE OPERE DI MITIGAZIONE ACUSTICA	4
1.2	TIPOLOGIA DEGLI INTERVENTI DI MITIGAZIONE ACUSTICA.....	4
1.2.1	BARRIERE SU FONDAZIONE DIRETTA	4
1.2.2	DUNE IN TERRA	6
1.3	LOCALIZZAZIONE E TIPOLOGIA DEGLI INTERVENTI DI MITIGAZIONE INDIRETTI	6
2	NORMATIVE DI RIFERIMENTO	8
3	CODICI DI CALCOLO	9
4	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	11
4.1	STRUTTURE METALLICHE	11
4.2	STRUTTURE DI FONDAZIONE - FONDAZIONI DIRETTE.....	11
5	ANALISI DEI CARICHI	12
5.1	PESO PROPRIO DELLE STRUTTURE	12
5.2	CARICHI PERMANENTI PORTATI.....	12
5.3	CARICO ACCIDENTALE VENTO	12
5.4	CARICO NEVE	13
5.5	CARICO DINAMICO CAUSATO DALLA RIMOZIONE DELLA NEVE	13
5.6	AZIONE SISMICA.....	13
6	CALCOLO STRUTTURE.....	14
6.1	BARRIERA ACUSTICA PV-B2.....	14
6.1.1	MODELLO DI CALCOLO.....	15
6.1.2	CARICHI E LORO COMBINAZIONI	15
6.1.3	VERIFICHE MONTANTE VERTICALE	15
6.1.4	NODO DI BASE	25
6.1.5	VERIFICA DELLEFONDAZIONI.....	30
6.1.6	VERIFICA CAPACITÀ PORTANTE DEL TERRENO	33
6.1.7	CALCOLO CEDIMENTI DEL TERRENO	36
6.1.8	VERIFICA ARMATURA FONDAZIONE	38
6.2	BARRIERA ACUSTICA PV-B3.....	41
6.2.1	MODELLO DI CALCOLO.....	42
6.2.2	CARICHI E LORO COMBINAZIONI	42
6.2.3	VERIFICHE MONTANTE VERTICALE	42
6.2.4	NODO DI BASE	58
6.2.5	VERIFICA DELLE FONDAZIONI.....	64
6.2.6	VERIFICA CAPACITÀ PORTANTE DEL TERRENO	67
6.2.7	CALCOLO CEDIMENTI DEL TERRENO	70
6.2.8	VERIFICA ARMATURA FONDAZIONE	72

6.1	BARRIERA DI MITIGAZIONE PV-B1.....	75
7	GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITÀ DEI RISULTATI.....	77
8	CONCLUSIONI.....	78

|| Quanto evidenziato con riga laterale è stato sede di revisione del 10/10/2014

|| Quanto evidenziato con riga laterale è stato sede di revisione del 12/12/2014

1 PREMESSA

La presente Relazione di Calcolo si inserisce nell'ambito dei lavori per il "Progetto del "Raccordo Autostradale A15/A22 - Corridoio plurimodale Tirreno-Brennero - Raccordo autostradale tra l'Autostrada della Cisa – Fontevivo (PR) e l'Autostrada del Brennero – Nogarole Rocca (VR) – I Lotto".

In particolare nel presente documento viene effettuato il dimensionamento strutturale e la verifica statica delle opere di protezione acustica (barriere antirumore) da prevedersi lungo la viabilità ordinaria - Variante S.P. 10 all'abitato di Viarolo allo scopo di mitigare l'impatto acustico dell'opera sul territorio circostante.

Per una compiuta descrizione delle caratteristiche e del comportamento acustico delle opere di protezione acustica (pavimentazione fonoassorbente, barriere antirumore, dune naturali) si rimanda agli elaborati descrittivi e grafici della Progettazione Acustica.

Per quanto riguarda le verifiche geotecniche delle dune naturali si rimanda agli elaborati di Progettazione Geotecnica.

In base a quanto indicato nell'Istruttoria RINA prot. n° 730 del 08/09/2014 si sostituisce l'unità di misura daN con l'equivalente daN; ove cio' non risultasse possibile resta inteso che si è operato l'equivalenza: 1daN=1daN.

1.1 TIPOLOGIE PROGETTUALI DELLE OPERE DI MITIGAZIONE ACUSTICA

La mancanza di edifici alti o particolarmente vicini al tracciato autostradale ha permesso di applicare il criterio generale di utilizzare dune/barriere di altezza massima di 2.5m (PV-B1/PV-B2) oppure barriere di altezza massima 4.0m (PV-B3).

Come premesso, gli interventi di mitigazione diretta sui ricettori sono stati ridotti al minimo e si è cercato di garantire il rispetto dei limiti mediante interventi sulla pavimentazione o con l'inserimento di protezioni antifoniche lungo la direzione di propagazione del suono.

Il progetto prevede, solo dove risulti indispensabile, il posizionamento di pannelli o finestre trasparenti; per la parte trasparente, onde evitare l'impatto dell'avifauna contro queste strutture, si sono identificate le parti trasparenti con marker verticali.

1.2 TIPOLOGIA DEGLI INTERVENTI DI MITIGAZIONE ACUSTICA

Nel progetto sono state considerate le seguenti tipologie di intervento:

- Barriere su fondazione diretta (PV-B2, PV-B3);
- Dune in terra (PV-B1)

1.2.1 *Barriere su fondazione diretta*

Le barriere antirumore su fondazione diretta hanno uno sviluppo complessivo di 138+252=390m.

Si utilizzano pannelli in legno per la barriera PV-B2 (sviluppo L=138m, Hb=2.5m da p.s.) e pannelli in legno + vetro per la barriera PV-B3 (sviluppo L=252m, Hb=4.0m da p.s.)

Barriere in legno (PV-B2)

La soluzione prevede:

- dall'estradosso della fondazione fino ad un'altezza di 2.50m pannelli acustici fonoassorbenti-fonoisolanti opachi composti da pannellature in legno e materassini ad alto fonoisolamento con la parte esterna in massello di legno; i pannelli saranno contenuti in un opportuno telaio di masselli di legno;
- nella parte esterna il rivestimento dei montanti con pannellini di legno e nell'estremità superiore della barriera una copertura in lamiera preverniciata di spessore 0.80mm di colore analogo alla tonalità prevalente del legno.

Analizzando la sezione tipo di un pannello acustico dal lato sorgente verso l'esterno si incontrano i seguenti materiali:

- listelli in legno 50x20mm stonati sui due lati;
- rete HDPE in polietilene ad alta densità verde;
- materassino fonoassorbente in lana di roccia di spessore complessivo 60mm e densità 100daN/mc;
- camera di riverbero di 50mm;
- pannellatura posteriore composta da perlinato chiodato con chiodatura inox e maschiati a battente di spessore 20mm.

I pannelli posteriori sono collegati alla struttura tramite morali in massello di legno di dimensioni 50x70mm.

I pannelli sono sostenuti da montanti metallici realizzati con profilati HEB 160, posti ad interasse di 3.00m, con alla base una piastra metallica.

La piastra ha dimensioni 370x370x20 in cui sono previsti 4 fori Ø22. Il nodo montante-piastra è rinforzato con quattro fazzoletti 100x100x12mm saldati trasversalmente rispetto alla direzione delle barriere. L'attacco dei montanti alla fondazione avviene mediante un sistema composto da 2+2 barre Ø20 di lunghezza 480mm collegate tra loro nella parte inferiore con 2 piastre 70x340x12mm annegate nel muro di fondazione e nella parte superiore con una piastra 370x370x8mm posizionata a filo estradosso muro e su cui viene fissata la piastra del montante.

La fondazione è diretta e continua, con sezione ad L (base fondazione 120x50cm, muro 50x70cm).

Il raccordo della barriera, dall'inizio dell'intervento fino al raggiungimento della quota di progetto, prevede l'utilizzo del pannello acustico opaco ed uno sviluppo orizzontale del tratto obliquo di raccordo, dalla quota minima a quella prevista per le barriere, pari a 3.0m (Hmin=1.5m ed Hmax=2.5m).

Barriere in legno + vetro (PV-B3)

La soluzione prevede:

- dall'estradosso della fondazioni fino ad un'altezza di 3.00m pannelli acustici fonoassorbenti-fonoisolanti opachi composti da pannellature in legno e materassini ad alto fonoisolamento con la parte esterna in massello di legno; i pannelli saranno contenuti in un opportuno telaio di masselli di legno;
- dalla quota di 3.00m fino alla quota di 4.00m pannello di vetro stratificato temperato con marker orizzontali per avifauna;
- nella parte esterna il rivestimento dei montanti con pannellini di legno e nell'estremità superiore della barriera una copertura in lamiera preverniciata di spessore 0.80mm di colore analogo alla tonalità prevalente del legno.

Analizzando la sezione tipo di un pannello acustico dal lato sorgente verso l'esterno si incontrano i seguenti materiali:

- listelli in legno 50x20mm stonati sui due lati;
- rete HDPE in polietilene ad alta densità verde;
- materassino fonoassorbente in lana di roccia di spessore complessivo 60mm e densità 100daN/mc;
- camera di riverbero di 50mm;
- pannellatura posteriore composta da perlinato chiodato con chiodatura inox e maschiati a battente di spessore 20mm.

La piastra ha dimensioni 400x400x20 in cui sono previsti 6 fori Ø22. Il nodo montante-piastra è rinforzato con quattro fazzoletti 100x100x12mm saldati trasversalmente rispetto alla direzione delle barriere. L'attacco dei montanti alla fondazione avviene mediante un sistema composto da 3+3 barre Ø20 di lunghezza 480mm collegate tra loro nella parte inferiore con 2 piastre 70x340x12mm annegate nel muro di fondazione e nella parte superiore con una piastra 400x400x8mm posizionata a filo estradosso muro e su cui viene fissata la piastra del montante.

La fondazione è diretta e continua, con sezione ad L (base fondazione 125x55cm, muro 55x70cm).

Il raccordo della barriera, dall'inizio dell'intervento fino al raggiungimento della quota di progetto, prevede l'utilizzo del pannello acustico opaco ed uno sviluppo orizzontale del tratto obliquo di raccordo, dalla quota minima a quella prevista per le barriere, pari a 6.0m (Hmin=2.0m ed Hmax=4.0m).

1.2.2 Dune in terra

La mitigazione con dune in terra ha uno sviluppo complessivo di 130m, tutti di altezza 2.5m dal piano autostradale, concentrati nel tratto PV-B1 in carreggiata sud. La sezione prevede per il corpo della duna l'utilizzo di materiale di riempimento derivante da operazioni di scotico o di scavo, la realizzazione di scarpate con pendenza 2/3, la sommità di larghezza 1.70m ed il ricoprimento di 30cm di terreno vegetale per permettere un buon attecchimento dell'inerbimento e delle essenze previste.

1.3 LOCALIZZAZIONE E TIPOLOGIA DEGLI INTERVENTI DI MITIGAZIONE INDIRETTI

Il dimensionamento delle mitigazioni acustiche è sviluppato ed illustrato in dettaglio negli elaborati di Progettazione Acustica.

Nella Tabella seguente vengono riportate le informazioni riassuntive di dettaglio per ogni barriera/duna inserita nel progetto.

- Codice barriera: codice dell'intervento, dove con il termine intervento si intende ogni tratto del sistema di mitigazione con caratteristiche omogenee (altezza, tipologia, comune di appartenenza). Il codice è formato dal prefisso B (barriere e dune) e da un numero che fa riferimento all'ordine progressivo dell'intervento combinato con una stringa identificativa dell'opera;
- Tipologia barriera: indicazione se duna o barriera bidimensionale, con indicazione se occorre fonoassorbente su uno o entrambi i lati;
- Materiale: indicazione del materiale di duna/barriera;
- Edificio protetto: indica il codice associato al ricettore abitativo che viene mitigato dall'inserimento della protezione acustica;
- Comune: Comune di appartenenza del ricettore;
- Altezza edifici: numero dei piani dell'edificio mitigato dall'intervento;
- Lunghezza: lunghezza del tratto dell'intervento indiretto;
- Altezza: altezza dell'intervento acustico considerato dal piano stradale;
- Elemento sopra duna: identificazione della presenza di un pannello schermante sopra la duna;
- Carreggiata: carreggiata/lato dell'infrastruttura stradale (Nord o Sud) lungo cui è localizzato l'intervento;
- Chilometrica (inizio): chilometrica di inizio dell'intervento indiretto, riferita all'asse di tracciamento;
- Chilometrica (fine): chilometrica di fine dell'intervento indiretto, riferita all'asse di tracciamento;
- Tipologia tracciato: tipologia del tracciato in corrispondenza dell'intervento indiretto;
- Distanza da b.c.: distanza da bordo carreggiata dell'edificio più vicino protetto dall'intervento di mitigazione;

Codice Barriera	Tipologia Barriera	Materiale	Edifici Mitigati	Comune	Altezza edifici (piani)	Lunghezza intervento (m)	Altezza da P.S. (m)	Elemento sopra duna (m)	Carreggiata	Progr. Inizio (km)	Progr. Fine (km)	Tipologia tracciato
PV-B1	Duna	Terra	RRUM0660	Parma	2	219	2.5	/	Sud	-0+004	0+210	Raso
PV-B2	Barriera fonoisolante su fondazione diretta	Legno	RRUM0662	Parma	2	138	2.5	/	Nord	0+024	0+162	Raso
PV-B3	Barriera fonoisolante su fondazione diretta	Legno+Vetro	RRUM0042	Trecasali	2	252	4.0	/	Nord	1+147	1+400	Raso

2 NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Il dimensionamento statico e la verifica sono stati redatti nel rispetto della sottoriportata normativa:

- Legge 5 novembre 1971 n. 1086 - "Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica".
- D.M. LL. PP. 16 gennaio 1996 - Norme tecniche relative ai "Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi".
- Circolare 4 luglio 1996, n.156AA.GG./STC - Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi" di cui al D.M. 16 gennaio 1996.
- D.M. 09.01.96 - "Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle opere in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche".
- D.M. 04.05.90 - "Criteri generali e prescrizioni tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo dei ponti stradali" ed annesse "Istruzioni relative alla normativa tecnica dei ponti stradali", di cui alla circolare Ministero LL.PP. n. 34233 del 25.02.91.
- CNR 10011/97 - Costruzioni in acciaio – Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione.
- CNR 10016/2000 - Strutture composte di acciaio e calcestruzzo – Istruzioni per l'impiego nelle costruzioni.
- O.P.C.M. 3274 20.03.2003 - Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica.
- D.M. 03 dicembre 1987 - Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo delle costruzioni prefabbricate.
- Circ. Min. LL.PP. 16 marzo 1989 n° 31104 - Istruzioni in merito alle norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo delle costruzioni prefabbricate.
- D.M. LL. PP. 11 marzo 1988 - "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione".
- Norma Italiana UNI EN 1794-1 "Dispositivi per la riduzione del rumore da traffico stradale – Prestazioni non acustiche"
- Eurocodice 2 / UNI ENV 1992-1-1 "Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-1: regole generali e regole per gli edifici", come previsto dal D.A.N. (Documento di Applicazione Nazionale) riportato nel D.M. 09.01.96.
- Eurocodice 3 / UNI ENV 1993-1-1 "Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-1: regole generali e regole per gli edifici" come previsto dal D.A.N. (Documento di Applicazione Nazionale) riportato nel D.M. 09.01.96.
- UNI EN 206-1:2001 "Calcestruzzo – Specificazione, prestazione, produzione e conformità".
- Eurocodice 2 EN 1992-i / Progettazione delle strutture di calcestruzzo e relativi DAN.
- Eurocodice 3 EN 1993-i / Progettazione delle strutture di acciaio e relativi DAN.
- Eurocodice 4 EN 1994-i / Progetto delle strutture composite acciaio calcestruzzo e relativi DAN.
- Eurocodice 7 EN 1997-i / Progettazione geotecnica e successivi e relativi DAN.
- Eurocodice 8 EN 1998-i / Progetto delle strutture resistenti al sisma e relativi DAN.
- Model Code CEB-FIP 1990.
- CEB Manual on "Structural effects of time-dependent behaviour of concrete" 1990.
- Structural concrete – Textbook on Behaviour, Design and Performance, CEB-FIP

3 CODICI DI CALCOLO

Si riporta una descrizione dei codici di calcolo utilizzati.

SAP 2000 v16

Il programma SAP 2000 (prodotto dalla CSI Computers and Structures, Inc. Berkeley, California, USA) effettua l'analisi strutturale attraverso il metodo degli spostamenti per la valutazione dello stato tensodeformativo indotto da carichi statici.

L'analisi strutturale viene effettuata con il metodo degli elementi finiti.

Gli elementi utilizzati per la modellazione dello schema statico della struttura sono i seguenti:

- Elemento tipo FRAME (trave)
- Elemento tipo SHELL (membrana o piastra quadrilatera)
- Elemento tipo PLANE (membrana o piastra da tre a nove nodi)
- Elemento tipo SOLID (solidi simmetrici)
- Elemento tipo ASOLID (solidi asimmetrici)
- Elemento tipo NLLINK (elementi con proprietà non lineari) che si dividono in :
 1. Elemento DAMPER (smorzatore)
 2. Elemento GAP (elemento resistente alla sola compressione)
 3. Elemento HOOK (elemento resistente alla sola trazione)
 4. Elemento ISOLATOR 1 (isolatore isteretico biassiale)
 5. Elemento ISOLATOR 2 (comportamento di gap nella direzione verticale e isolatore a frizione nelle due direzioni del taglio)

Il programma SAP 2000 applica il metodo degli elementi finiti a strutture di forma qualunque, comunque caricate e vincolate, nell'ambito del comportamento lineare delle stesse. Oltre all'analisi statica e dinamica delle strutture, il programma può svolgere l'analisi P-Delta e l'analisi delle strutture da ponte sottoposte all'azione di carichi mobili, costruendo le linee d'influenza ad essi relative. L'analisi sismica lineare o non lineare, infine, può essere svolta sottoponendo la struttura all'azione di uno spettro di risposta o a quella di un'accelerogramma reale (time history analysis).

VCA SLU (PROF. GELFI)

Il programma VcaSlu consente la verifica di sezioni in cemento armato normale e precompresso, soggette a presso-flessione o tenso-flessione retta o deviata sia allo stato limite ultimo che con il metodo n.

CARL - AZTEC INFORMATICA

Il programma CARL (Software Carico Limite e Cedimenti) consente di effettuare l'analisi ed il calcolo di:

- Fondazioni superficiali: fondazione nastriforme, fondazione circolare e fondazione rettangolare
- Fondazioni profonde: palo e micropalo
- Rilevato stradale

I metodi di calcolo implementati in CARL (Software Carico Limite e Cedimenti) sono i seguenti:

- Terzaghi, Meyerhof, Hansen, Vesic, Brich-Hansen, EC7: calcolo della capacità portante
- Boussinesq, Westergaard, Diffusione imposta: calcolo delle tensioni per le fondazioni superficiali
- Metodo edometrico, Metodo dell'elasticità, Metodo Skempton, Metodo Schmertmann, Metodo Burland - Burbidge: calcolo dei cedimenti per le fondazioni superficiali
- Terzaghi, Berezantzev, Meyerhof, Hansen, Vesic, Berezantzev ridotto, Write - Reese (Prova NSPT), Metodo Bustamante - Gianaselli (Prova CPT): calcolo della capacità portante verticale alla base del palo

- Bustamante e Doix: calcolo della capacita' portante per i micropali
- Analisi agli Elementi Finiti: determinazione della portanza dei carichi orizzontali
- Metodo degli Elementi Finiti, Metodo di Meyerhof: calcolo dei cedimenti del palo.

Ad analisi conclusa CARL (Software Carico Limite e Cedimenti) consente la visualizzazione di tutti i risultati:

- Diagrammi delle sollecitazioni limiti (Momento, Taglio, Sforzo normale, Pressione sul terreno e spostamenti)
- Diagrammi delle sollecitazioni di esercizio (Momento, Taglio, Sforzo normale)
- Pressioni sul terreno e spostamenti
- Diagrammi carico - cedimenti
- Armature e relativi diagrammi di tensione nei materiali
- Andamento delle pressioni verticali per il calcolo della portanza di punta e laterale
- Andamento dei diagrammi di rottura palo - terreno

4 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

4.1 STRUTTURE METALLICHE

Elementi principali composti per saldatura: acciaio S275J2+N (UNI EN 10025)

Angolari, profilati e piastre bullonate (elementi non saldati): acciaio S275J0 (UNI EN 10025)

Bulloni:

- Viti: classe 8.8 (UNI EN 20898 parte 1° - UNI 5712)
- Dadi: classe 8 (UNI EN 20898 parte 2° - UNI 5713)
- Rosette: C50, durezza HRC 32-40 (UNI 5714)

Saldature: di 1^a classe in accordo con CNR UNI 10011

Coppia di serraggio bulloni (collegamenti tra elementi in acciaio): in accordo con CNR UNI 10011

Coppia di serraggio tirafondi (collegamenti tra elementi in acciaio e c.a.): 60% di quanto indicato in CNR UNI 10011

4.2 STRUTTURE DI FONDAZIONE - FONDAZIONI DIRETTE

Classe di resistenza (MPa): C25/30

Classe di esposizione: XC2

Dimensione nominale massima degli inerti: $D_{max} = 32$ mm

Classe di consistenza: S4

Copriferro: 50mm

Calcestruzzo magro: $R_{ck} \geq 15$ Mpa

Acciaio ordinario: B450C

L'adozione del copriferro indicato costituisce un intervento migliorativo rispetto a quanto previsto nel Progetto Definitivo.

5 ANALISI DEI CARICHI

Nel calcolo delle strutture sono stati considerati i seguenti carichi elementari:

- 1) peso proprio delle strutture;
- 2) carichi permanenti portati;
- 3) azione del vento;
- 4) azione della neve;
- 5) azione dinamica per rimozione neve;
- 6) azione sismica.

5.1 PESO PROPRIO DELLE STRUTTURE

I pesi propri delle strutture sono valutati, assumendo per il peso di volume dell'acciaio un valore di 7850 daN/m^3 e del calcestruzzo di 2500 daN/m^3 .

5.2 CARICHI PERMANENTI PORTATI

- Barriera rivestita in legno in condizioni bagnate: 60 daN/m^2 ;
- Barriera in vetro: 75 daN/m^2 ;
- Grigliato metallico (50x4 mm maglia 25x76 mm): 66 daN/m^2 ;
- Pannelli fono isolante in alluminio 20 daN/m^2 ;

5.3 CARICO ACCIDENTALE VENTO

Area di ubicazione dell'edificio: Area 2 (Emilia Romagna)

Tempo di ritorno: 50 anni

Altitudine sul livello del mare: 35m

Altezza dell'edificio: 5.5m

Vb,0 (Velocità media del vento): 25 m/s

Classe di rugosità del terreno: D

Angolo alfa: 90.00 grad

Pressione del vento = $q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$

- q_b (Pressione cinetica di riferimento): 75 daN/m^2 ;
- c_t (Coefficiente topografico): 1.00
- c_e (Coefficiente di esposizione): 1.20
- c_d (Coefficiente dinamico): 1.00

Il carico del vento assume quindi un valore di 90 daN/m^2 .

5.4 CARICO NEVE

Area di ubicazione dell'edificio:	Area 1
Altitudine sul livello del mare:	35 m
Tipologia di copertura:	Ad una falda
Barriera o parapetto presente	

Pressione della neve $ps = \mu * qsk$

Parametri d'input ed intermedi:

Categoria del coefficiente d'esposizione:	Normale
Angolo d'inclinazione della falda:	45 grad
$\mu 1$ (Coefficiente di forma della copertura):	0.40
μw (Coefficiente di forma del parapetto):	2.00

Carichi agenti:

qsk (Valore di riferimento del carico neve al suolo):	160.00DaN/mq
qss (Carico provocato dalla neve sulle coperture):	64.00 DaN/mq
qss (Carico provocato dalla neve sulla passerella):	320.00 DaN/mq

5.5 CARICO DINAMICO CAUSATO DALLA RIMOZIONE DELLA NEVE

In aree dove spazzare la neve è una comune operazione di manutenzione invernale, i sistemi antirumore devono resistere al carico dinamico di neve e ghiaccio sollevati dagli spazzaneve. Volume, altezza ed entità del carico dipendono dalla velocità e dal tipo degli spazzaneve e dalla distanza dei sistemi antirumore dal margine della strada.

Il carico dinamico causato dalla rimozione della neve è di 1500DaN applicato ad 1,50m dal piano stradale ed agente su una superficie di 2x2 m (UNI EN 1794-1 Appendice E); si calcola sul singolo montante un carico di 1250DaN (sempre applicato ad un'altezza di 1,50m dal piano stradale).

5.6 AZIONE SISMICA

Nella combinazione di carico sismica, a causa della piccola massa della struttura e delle modeste accelerazioni previste (zona 3 o zona 4), si riscontrano valori delle sollecitazioni e delle deformazioni trascurabili rispetto alle altre condizioni di carico elementari. Per tale motivo si è ritenuto non considerare le combinazioni sismiche

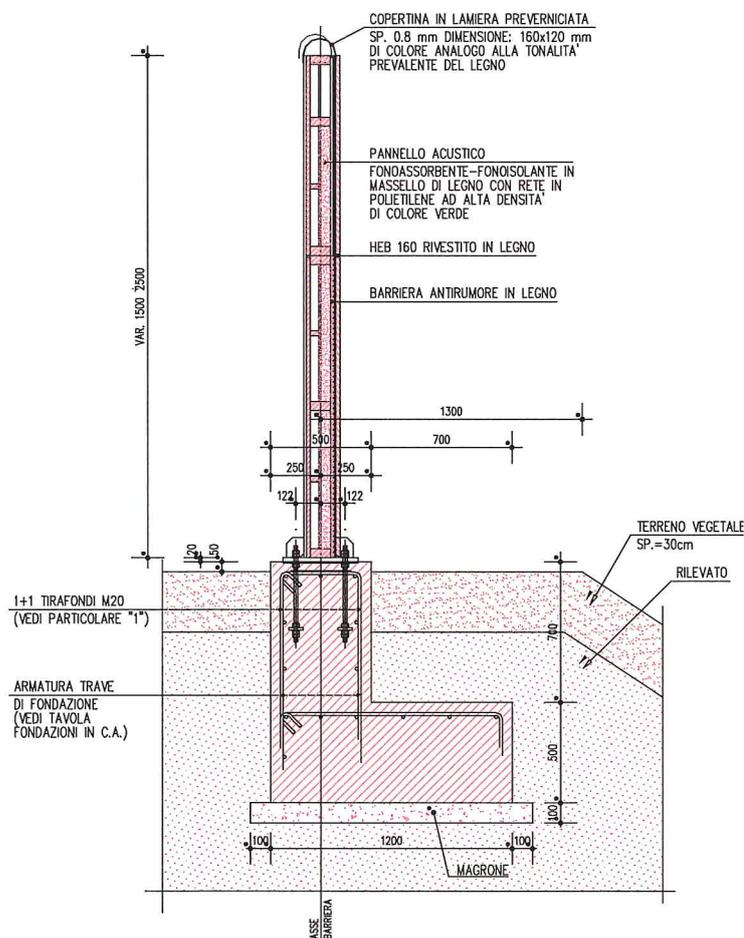
6 CALCOLO STRUTTURE

6.1 BARRIERA ACUSTICA PV-B2

Nel presente paragrafo viene analizzata la tipologia strutturale PV-B2, secondo lo schema riportato di seguito e sulle tavole esecutive.

I montanti sono ancorati, attraverso piastre nervata e tirafondi, sulla testa della fondazione.

La barriera in esame è costituita da pannelli in legno ($p_{\text{pann}}=60\text{daN/mq}$).



Tipologia strutturale PVB2

6.1.1 MODELLO DI CALCOLO

L'altezza dei montanti delle barriere in oggetto è $h=2.50\text{m}$. Si considera uno schema di calcolo a mensola. L'interasse tra i montanti è $i=3.00\text{m}$.

6.1.2 CARICHI E LORO COMBINAZIONI

Nel caso in esame le azioni considerate nella verifica dei montanti sono le seguenti:

- 1) peso proprio delle strutture;
- 2) azione del vento;
- 3) azione dinamica per rimozione neve

Combinazioni di carico

Le combinazioni di carico considerate sono indicate nella tabella seguente:

Tipo Combinazione	Pesi propri + permanenti	Vento		Neve dinamica	
		γ	ψ	γ	ψ
1) SLU (Vento)	1.4	1.5	1	0	0
2) SLU (Neve dinamica)	1.4	0	0	1.5	1
3) SLE RARA (Vento)	1	1	1	0	0
4) SLE RARA (Neve din.)	1	0	0	1	1

6.1.3 VERIFICHE MONTANTE VERTICALE

Tipo profilo: HEB160

1) Peso proprio delle strutture e carichi permanenti portati

Peso profilo HEB160 $=p_{\text{HEB}}=42.6 \text{ daN/m}$

Sforzo normale massimo alla base del montante:

$$N_{\text{pp}}=p_{\text{HEB}}*h=107\text{daN}$$

Il peso dei pannelli non viene considerato in quanto non grava sui montanti ma direttamente sulla piastra di base.

2) Azione del vento

Si considera una pressione del vento $p_w=90\text{daN/m}^2$.

Taglio massimo alla base del montante:

$$T_w=p_w*h*i=90\text{daN/m}^2*2.50\text{m}*3.00\text{m}=675\text{daN}$$

Momento massimo alla base del montante

$$M_w=p_w*h^2/2*i=90\text{daN/m}^2*(2.50\text{m})^2/2*3.00\text{m}=844\text{daNm}$$

3) Azione dinamica per rimozione neve

Si considera un carico orizzontale $P_n=1250\text{daN}$ applicato ad un'altezza $h_n=1.50\text{m}$.

Taglio alla base del montante

$$T_n=P_n=1250\text{daN}$$

Momento massimo alla base del montante

$$M_n=P_n*h_n=1250\text{daN}*1.50\text{m}=1875\text{daNm}$$

Sollecitazioni SLU - Combinazione 1)

$$N_{SLU}=1.4 \cdot N_{pp}=1.4 \cdot 107 \text{daN}=\mathbf{150 \text{daN}}$$

$$T_{SLU}=1.5 \cdot T_w=1.5 \cdot 675 \text{daN}=\mathbf{1013 \text{daN}}$$

$$M_{SLU}=1.5 \cdot M_w=1.5 \cdot 844 \text{daNm}=\mathbf{1266 \text{daNm}}$$

Sollecitazioni SLU - Combinazione 2)

$$N_{SLU}=1.4 \cdot N_{pp}=1.4 \cdot 107 \text{daN}=\mathbf{150 \text{daN}}$$

$$T_{SLU}=1.5 \cdot T_n=1.5 \cdot 1250 \text{daN}=\mathbf{1875 \text{daN}}$$

$$M_{SLU}=1.5 \cdot M_n=1.5 \cdot 1875 \text{daNm}=\mathbf{2813 \text{daNm}}$$

Verifiche SLU

Le verifiche sono raccolte nelle tabelle seguenti e risultano sempre soddisfatte.

Si considera la combinazione 2), in quanto più gravosa.

DATI GENERALI
Tipo di Acciaio:
S 275

Tensione caratteristica di snervamento:	$f_{yk} =$	275 [N/mm ²]
Tensione caratteristica di rottura:	$f_{tk} =$	430 [N/mm ²]
Modulo elastico:	$E =$	210000 [N/mm ²]
Modulo di elasticità trasversale:	$G =$	80769 [N/mm ²]
Coefficiente di Poisson:	$\nu =$	0.3

Tipo di Verifica:
Elastica per sezioni di classe 1, 2 e 3.

Coefficienti di sicurezza:

Resistenza delle sezioni di Classe 1-2-3-4:	$\gamma_{M0} =$	1.05
Resistenza all'instabilità delle membrature:	$\gamma_{M1} =$	1.05
Resistenza giunzioni:	$\gamma_{M2} =$	1.25

Caratteristiche profilo

Tipo di profilo:

HEB

Profilo:

HE 160 B

Peso:	$g =$	42.6 [kg/m]
Altezza:	$h =$	160 [mm]
Larghezza:	$b =$	160 [mm]
Spessore Anima:	$t_w =$	8 [mm]
Spessore Ali:	$t_f =$	13 [mm]
Raggio di raccordo Ali/Anima:	$r =$	15 [mm]
Area:	$A =$	54.3 [cm ²]
Momento d'inerzia asse y-y:	$J_y =$	2492.0 [cm ⁴]
Modulo di resistenza Elastico y-y:	$W_{el,y} =$	311.5 [cm ³]
Modulo di resistenza Plastico y-y:	$W_{pl,y} =$	354.0 [cm ³]
Raggio d'inerzia y-y:	$\rho_y =$	6.8 [cm]
Momento d'inerzia asse z-z:	$J_z =$	889.2 [cm ⁴]
Modulo di resistenza Elastico z-z:	$W_{el,z} =$	111.2 [cm ³]
Modulo di resistenza Plastico z-z:	$W_{pl,z} =$	170.0 [cm ³]
Raggio d'inerzia z-z:	$\rho_z =$	4.1 [cm]
Momento d'inerzia torsionale:	$I_T =$	31.2 [cm ⁴]
Fattore d'ingobbamento:	$I_w =$	47940 [cm ⁶]

Classe Sezione:
1
Classe per sola flessione:
1

$$\varepsilon = \sqrt{235 / f_{yk}} =$$

0.92

Ala:	$c = 61$	$t = 13$	
Flessione M_z	$c/t \leq 9\varepsilon$	Classe:	1
Compressione	$c/t \leq 9\varepsilon$	Classe:	1
Anima:	$c = 104$	$t = 8$	
Flessione M_y	$c/t \leq 72\varepsilon$	Classe:	1
Compressione	$c/t \leq 33\varepsilon$	Classe:	1

RESISTENZA DELLE MEMBRATURE

Sforzo normale di compressione:	$N_{Ed} =$	1.50	[kN]
Momento sollecitante y-y:	$M_{y,Ed} =$	28.13	[kNm]
Momento sollecitante z-z:	$M_{z,Ed} =$	0.00	[kNm]
Taglio sollecitante anima z-z:	$V_{z,Ed} =$	18.75	[kN]
Taglio sollecitante ali y-y:	$V_{y,Ed} =$	0.00	[kN]
Lunghezza libera di inflessione asse debole z-z:	$l_{0,z} =$	2.5	[m]
Lunghezza libera di inflessione asse forte y-y:	$l_{0,y} =$	2.5	[m]
Lunghezza libera di inflessione flesso-torsionale:	$l_{0,LT} =$	2.5	[m]

Quota di applicazione del carico:
Baricentrico

Il carico applicato nell'asse baricentrico non implica aumenti di momento per la verifica ad instabilità flessotorsionale.

Taglio resistente in assenza di torsione:

$$V_{c,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} \quad \text{dove } A_v \text{ è l'area resistente a taglio:}$$

Profilati ad I o ad H nel piano dell'anima:

$$A_v = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2r) \cdot t_f = 1759.0 \quad [\text{mm}^2]$$

Profilati ad I, ad H, a C o ad Unel piano delle ali:

$$A_v = 2 \cdot b \cdot t_f = 4160 \quad [\text{mm}^2]$$

Taglio sollecitante anima z-z:	$V_{z,Ed} =$	18.75	[kN]
--------------------------------	--------------	--------------	------

Taglio sollecitante ali y-y:	$V_{y,Ed} =$	0.00	[kN]
------------------------------	--------------	-------------	------

Taglio Resistente z-z:	$V_{c,z,Rd} =$	265.98	[kN]
------------------------	----------------	---------------	------

Taglio Resistente y-y:	$V_{c,y,Rd} =$	629.04	[kN]
------------------------	----------------	---------------	------

VERIFICA:	$V_{z,Ed} \leq V_{z,Ed}$ OK	$V_{y,Ed} \leq V_{y,Ed}$ OK
	0.07	0.00

 Coeff. Riduttivo in caso di flessione e taglio se $V_{Ed} \geq 0.5 V_{c,Rd}$:

anima	$\rho = \left[\frac{2V_{Ed}}{V_{c,Rd}} - 1 \right]^2 =$	1.00
-------	----------------------------------------------------------	-------------

ali	$\rho =$	1.00
-----	----------	-------------

Momento resistente con eventuale riduzione per taglio:

Momento sollecitante y-y:	$M_{y,Ed} =$	28.13	[kNm]
---------------------------	--------------	--------------	-------

Momento sollecitante z-z:	$M_{z,Ed} =$	0.00	[kNm]
---------------------------	--------------	-------------	-------

Momento resistente Elastico y-y:	$M_{y,V,Rd} =$	81.58	[kNm]
----------------------------------	----------------	--------------	-------

Momento resistente Elastico z-z:	$M_{z,V,Rd} =$	29.12	[kNm]
----------------------------------	----------------	--------------	-------

$$\Phi = 0.5 \cdot [1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2] = 0.878$$

Fattore di riduzione per instabilità:

$$\chi_z = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = 0.72 \leq 1$$

Sforzo normale resistente di Compressione: $N_{b,Rd} = 1019.85$ [kN]

Asse forte:

Lunghezza libera di inflessione y-y: $l_{0,y} = 2500$ [mm]

Carico critico euleriano asse y-y: $N_{cr,y} = 8267.58$ [kN]

$N_{Ed}/N_{cr,y} = 0.00$

Raggio d'inerzia maggiore: $\rho_y = 67.8$ [mm]

Snellezza: $\lambda_y = 36.87$ **OK**

Snellezza adimensionale: $\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_{yk}}{N_{cr}}} = \frac{l_0}{\rho_y} \cdot \frac{1}{\lambda_1} = 0.425$

Curva di instabilità asse y-y: $\alpha = b$

Fattore di imperfezione: $\alpha = 0.34$

$$\Phi = 0.5 \cdot [1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2] = 0.628$$

Fattore di riduzione per instabilità:

$$\chi_y = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = 0.92 \leq 1$$

Sforzo normale resistente di Compressione: $N_{b,Rd} = 1301.65$ [kN]

Sforzo normale di compressione: $N_{Ed} = 1.50$ [kN]

VERIFICA: $N_{Ed} < N_{b,Rd}$: **OK**

Travi inflesse:

Lunghezza libera di inflessione torsionale: $l_{0,LT} = 2500$ [mm]

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_y \frac{f_{yk}}{\gamma_{M1}}$$

Momento critico elastico di instabilità torsionale:

$$M_{cr} = \psi \cdot \frac{\pi}{L_{cr}} \cdot \sqrt{EJ_z \cdot GJ_T} \cdot \sqrt{1 + \left(\frac{\pi}{L_{cr}}\right)^2 \cdot \frac{EJ_\omega}{GJ_T}} = 348.26 \text{ [kNm]}$$

Modulo resistente Elastico y-y: $W_y = 311.50$ [cm³]

Snellezza adimensionale. $\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_{yk}}{M_{cr}}} = 0.496$

$\bar{\lambda}_{LT,0} = 0.2$

$\beta = 1$

Curva di instabilità asse z-z: $\alpha = b$

Fattore di imperfezione: $\alpha_{LT} = 0.34$

$$\Phi_{LT} = 0.5 \cdot [1 + \alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - \bar{\lambda}_{LT,0}) + \beta \cdot \bar{\lambda}_{LT}^2] = 0.673$$

Fattore per la reale distribuzione dei momenti:

$$f = 1 - 0.5(1 - k_c)[1 - 2.0(\bar{\lambda}_{LT} - 0.8)^2] = 0.98$$

$k_c = 0.94$

Fattore di riduzione per instabilità flessotorsionale:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{f} \cdot \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \beta \cdot \bar{\lambda}_{LT}^2}} = 0.908 \leq \begin{cases} 1.0 \\ \frac{1}{\bar{\lambda}_{LT}^2} \cdot \frac{1}{f} = 4.167 \end{cases}$$

Momento resistente di progetto per instabilità:

$$M_{y,b,Rd} = 74.09 \quad [\text{kNm}]$$

VERIFICA:

$$M_{y,Ed} < M_{y,b,Rd} : \text{OK}$$

0.38

Membrature inflesse e compresse:

Sforzo normale di compressione: $N_{Ed} = 1.50 \quad [\text{kN}]$
 Momento sollecitante y-y: $M_{y,Ed} = 28.13 \quad [\text{kNm}]$
 Momento sollecitante z-z: $M_{z,Ed} = 0.00 \quad [\text{kNm}]$

Grafico del momento con distrib. asse y-y **Non Lineare**, asse z-z **Lineare**
 dovuto a carico **uniforme** per y-y, e **concentrato** per z-z.

Momenti lungo l'asse y-y:

$$M_{y,Ed,Sx} = 0 \quad [\text{kNm}]$$

$$M_s = 6.38 \quad [\text{kNm}]$$

$$M_{y,Ed,Dx} = 0 \quad [\text{kNm}]$$

Momenti lungo l'asse z-z:

$$M_{z,Ed,Sx} = 0 \quad [\text{kNm}]$$

$$M_{z,Ed,Dx} = 0 \quad [\text{kNm}]$$

Coefficienti:

$$\alpha_{my} = 0.950$$

$$\alpha_{mz} = 1.000$$

$$\alpha_{mLT} = 1.000$$

Elementi deformabili torsionalmente

Coefficienti di interazione: Sezioni di classe 3 e 4 (o 1 e 2 elastiche)
 (proprietà delle sezioni calcolate in campo elastico)

$$k_{yy} = 0.950 \quad k_{zy} = 1.000$$

$$k_{yz} = 1.001 \quad k_{zz} = 1.001$$

Modulo resistente Elastico y-y: $W_y = 311.5 \quad [\text{cm}^3]$
 Modulo resistente Elastico z-z: $W_z = 111.2 \quad [\text{cm}^3]$

Verifiche di deformabilità

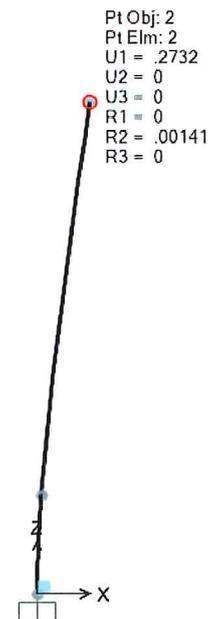
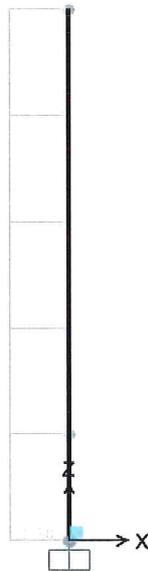
Le deformazioni vengono calcolate con l'ausilio del software SAP2000 V16.

$L=2.50\text{m}$

$E=210000\text{N/mm}^2$

$I=2490\text{cm}^4$

Combinazione 3) SLE RARA (Vento)



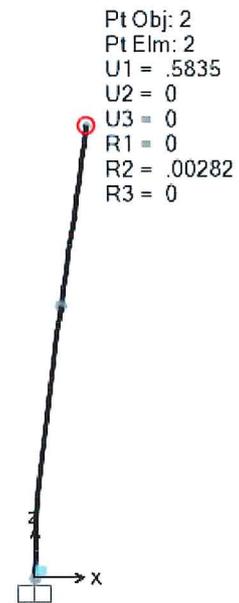
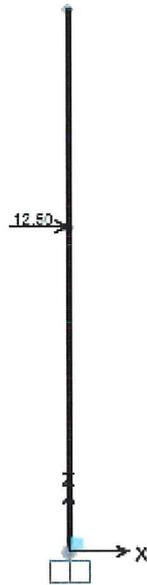
Freccia orizzontale montante per carichi accidentali:

$$p_w = 0.9\text{kN/m}^2 * 3.0\text{m} = 2.7\text{kN/m}$$

$$f = 0.27\text{cm} < 1/150L = 1.66\text{cm}$$

La verifica è soddisfatta.

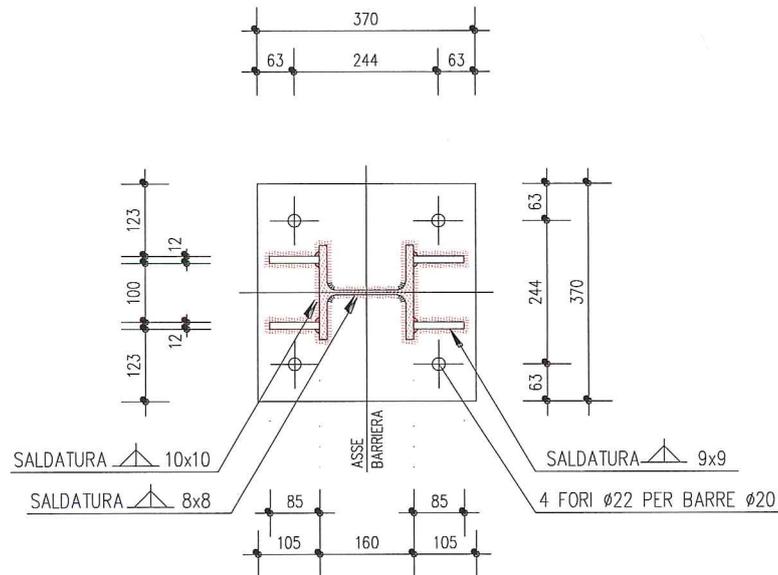
Combinazione 4) SLE RARA (Neve dinamica)



Freccia orizzontale montante per carichi accidentali:

$P_n = 12.50 \text{ kN}$
 $f = 0.58 \text{ cm} < 1/150L = 1.66 \text{ cm}$
La verifica è soddisfatta.

6.1.4 NODO DI BASE



Caratteristiche nodo di base

Dimensioni Piastra 370mm x 370mm s= 20mm
 4 Tirafondi ϕ 20 - Area tirafondo=2.51cm²

Profondità di infissione: 40cm (parte filettata=10cm; parte liscia=30cm)
 2 righe ad interasse 244mm
 2 colonne ad interasse 244mm
 Cordoni di saldatura: anima 8x8mm - ala 10x10mm
 Irrigidimenti: Lateral parallele all'anima S= 12mm

Tirafondi e calcestruzzo

Calcolo tensioni acciaio e calcestruzzo

A favore di sicurezza si trascura lo sforzo normale di compressione.

M_{SLU}=2813daNm

Verifica C.A. S.L.U. - File: piastra di base h 250 - PVB2

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : _____

N° Vertici Zoom N° barre Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
1	-18.5	-18.5
2	-18.5	18.5
3	18.5	18.5
4	18.5	-18.5

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	2.51	12.2	-12.2
2	2.51	-12.2	-12.2

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
 M_{xEd} kNm
 M_{yEd}

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN yN

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Materiali

B450C	C25/30
ε _{su} <input type="text" value="67.5"/> %	ε _{c2} <input type="text" value="2"/> %
f _{yd} <input type="text" value="391.3"/> N/mm²	ε _{cu} <input type="text" value="3.5"/>
E _s <input type="text" value="200,000"/> N/mm²	f _{cd} <input type="text" value="14.17"/>
E _s /E _c <input type="text" value="15"/>	f _{cc} /f _{cd} <input type="text" value="0.8"/> [?]
ε _{syd} <input type="text" value="1.957"/> %	σ _{c,adm} <input type="text" value="9.75"/>
σ _{s,adm} <input type="text" value="255"/> N/mm²	τ _{co} <input type="text" value="0.6"/>
	τ _{c1} <input type="text" value="1.829"/>

σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²

Verifica
 N° iterazioni:

Precompresso

ε_s %
 d cm
 x x/d
 δ

$$\sigma_c = -5.9 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 203.1 \text{ N/mm}^2$$

$$N_{\text{SLU (tirafondo)}} = \sigma_s \cdot A = 50.95 \text{ kN}$$

Verifica sfilamento tirafondi

La barra è in parte filettata ed in parte liscia.
 Resistenza tangenziale di aderenza di calcolo - barra liscia: 18.80 daN/cm²
 Resistenza tangenziale di aderenza di calcolo - barra filettata: 26.86 daN/cm²

Si adotta la resistenza tangenziale della barra liscia, maggiorando la lunghezza di infissione per tener conto della maggiore resistenza della parte filettata.

$$L_{\text{equivalente}} = L_{\text{liscia}} + L_{\text{filettata}} \cdot 26.86 / 18.80 = 30 + 10 \cdot 1.428 = 44.28 \text{ cm}$$

I calcoli sono riportati nel prospetto seguente.

Dati di input			
Conglomerato: R_{ck} =		300	daN/cm ²
Acciaio tirafondi:		8.8	
Barre lisce ?		sì	
Barre molto addensate o ancoraggio in zona di calcestruzzo teso?		no	
Diametro tirafondo: ϕ =		2.0	cm
Numero tirafondi: n_{tot} =		1.0	
Area resit.: A_{res} =		2.51	cm ²
Lunghezza L del tirafondo=		44.3	cm
γ_c =		1.5	
α_{cc} =		0.85	
γ_{M2} =		1.25	
γ_{M0} =		1.05	
Dati calcolati			
$f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck}$ (resistenza caratteristica cilindrica) =		24.90	N/mm ²
$f_{ctk} = 0.7 \cdot 0.3 \cdot (f_{ck})^{2/3} \cdot 10$ (resistenza caratteristica a trazione) =		17.91	daN/cm ²
$\eta = \min(1; (13.2 - \phi) / 10)$		1.00	
γ_t =		1.0	
η_1 =		0.7	
$f_{bk} = 2.25 \cdot \eta \cdot \eta_1 \cdot f_{ctk} / \gamma_t$ (resistenza tangenziale caratteristica di aderenza) =		28.20	daN/cm ²
$f_{bd} = f_{bk} / \gamma_c$ (resistenza tangenziale di aderenza di calcolo) =		18.80	daN/cm ²
$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c$ (resistenza di calcolo a trazione) =		11.94	daN/cm ²
$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c \cdot 10$ (resistenza di calcolo a compressione) =		141.10	daN/cm ²
1: Rottura per sfilamento nei tratti verticali del tirafondo			
$N_{b1} = [f_{bd} \cdot \pi \cdot \phi \cdot L] / n^\circ$ tot tirafondi=		5,231	daN
Tens. limite a sfilamento: $\sigma_b^* = N_{b1} / A_{res}$ =		2,082	daN/cm ²
Tens. limite del materiale del tirafondo: $\sigma_{amm\ tir} = 0.9 \cdot f_{tk} / \gamma_{M2}$ =		5,760	daN/cm ²
Min: (σ_b^* ; $\sigma_{amm\ tir}$) = σ_b =		2,082	daN/cm ²

$N_{b1} > N_{SLU}$, la verifica è soddisfatta

Verifica dei tirafondi a taglio e trazione

Sollecitazioni agenti:

Trazione $F_{t,Rd} = N_{SLU}(\text{tirafondo}) = 50.95\text{kN}$

Taglio $F_{v,Rd} = T_{SLU} / 4 = 18.75\text{kN} / 4 = 4.69\text{kN}$

Resistenze di calcolo (M20):

$$F_{t,Rd} = 0.9 \cdot f_{tb} \cdot A_{Res} / \gamma_{M2} = 0.9 \cdot 800 \cdot 251 / 1.25 = 144\text{kN}$$

$$F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{tb} \cdot A_{Res} / \gamma_{M2} = 0.6 \cdot 800 \cdot 251 / 1.25 = 96\text{kN}$$

Si verifica che:

$$\frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd} \cdot 1.4} + \frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} = \frac{51.0}{144 \cdot 1.4} + \frac{4.7}{96} = 0.30 < 1$$

La verifica è soddisfatta.

Saldatura profilo-piastra

Di seguito si riportano le verifiche di resistenza della saldatura nella sezione di base montante (attacco montante-piastra di base).

A favore di sicurezza le intere sollecitazioni flettenti e taglianti vengono assegnate al solo profilato del montante, prescindendo dal beneficio inerziale prodotto dai fazzoletti di irrigidimento.

Profilato metallico: HEB160 Tipo di acciaio: S275

Spess. ala: $e=13.0\text{mm}$ Spess. anima: $s_a=8.0\text{mm}$ $A=54.3\text{cm}^2$ $W_x=311.0\text{cm}^3$

Cordoni di saldatura presso ala (sezione di gola): $s_{\text{gola-ala}}=2*10.0*0.7=14.0\text{mm} (>e)$

Cordoni di saldatura presso anima (sezione di gola): $s_{\text{gola-anima}}=2*8.0*0.7=11.2\text{mm} (>s_a)$

Le caratteristiche inerziali della saldatura nella sezione di base montante sono migliori di quelle del profilato, pertanto a favore di sicurezza le tensioni sui cordoni vengono assunte pari a quelle calcolate per la sezione del montante.

$N_{\text{SLU}}=150\text{daN}$

$T_{\text{SLU}}=1875\text{daN}$

$M_{\text{SLU}}=2813\text{daNm}$

Risulta quindi:

$$n_{\perp} = N/A + M/W_x = 150\text{daN}/54.3\text{cm}^2 + 281300\text{daN}\cdot\text{cm}/311\text{cm}^3 = 907\text{daN}/\text{cm}^2$$

$$t_{\perp} = T/(h_a \cdot s_a) = 1875\text{daN}/(16\text{cm} \cdot 0.8\text{cm}) = 146\text{daN}/\text{cm}^2$$

$$t_{\parallel} = 0$$

Verifiche dei cordoni di saldatura

Si verifica che sia:

$$1. (n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2 + t_{\parallel}^2)^{0.5} \leq \beta_1 \cdot f_{yk}$$

$$2. |n_{\perp}| + |t_{\perp}| \leq \beta_2 \cdot f_{yk}$$

con:

$$\beta_1 = 0.70 \text{ per acciaio S275-S355}$$

$$\beta_2 = 0.85 \text{ per acciaio S275-S355}$$

Nel caso in esame:

$$1. ((n_{\perp})^2 + (t_{\perp})^2)^{0.5} = 918\text{daN}/\text{cm}^2 = 91.8\text{N}/\text{mm}^2 < \beta_1 \cdot f_{yk} = 0.70 \cdot 275 = 192\text{N}/\text{mm}^2$$

$$2. |n_{\perp}| + |t_{\perp}| = 1053\text{daN}/\text{cm}^2 = 105.3\text{N}/\text{mm}^2 < \beta_2 \cdot f_{yk} = 0.85 \cdot 275 = 233\text{N}/\text{mm}^2$$

Pertanto le verifiche sono soddisfatte.

Verifica a flessione piastra di base

Si considera una striscia unitaria di piastra sottoposta ad un carico p pari alla tensione di compressione media sul calcestruzzo

$$p = \sigma_c / 2 = 5.9 \text{ N/mm}^2 / 2 = 3.0 \text{ N/mm}^2$$

Si considera per la piastra uno schema di calcolo di trave appoggiata (in corrispondenza dei fazzoletti), con 2 sbalzi laterali, di lunghezza $l = 122 \text{ mm}$.

Momento massimo piastra.

$$M = p \cdot l^2 / 2 = 3.0 \text{ N/mm}^2 \cdot (122 \text{ mm})^2 / 2 = 22326 \text{ Nmm}$$

Caratteristiche sezione di verifica:

$$b = 1.0 \text{ mm}$$

$$h = 20.0 \text{ mm}$$

$$W_{\text{elast}} = bh^2 / 6 = 66.7 \text{ mm}^3$$

$$W_{\text{plast}} = 1.5 W_{\text{elast}} = 100 \text{ mm}^3$$

$$\sigma_s = M / W_{\text{plast}} = 22326 \text{ Nmm} / 100 \text{ mm}^3 = 223 \text{ N/mm}^2 < f_{yk} / \gamma_{M0} = 275 / 1.05 = 262 \text{ N/mm}^2$$

La verifica è soddisfatta.

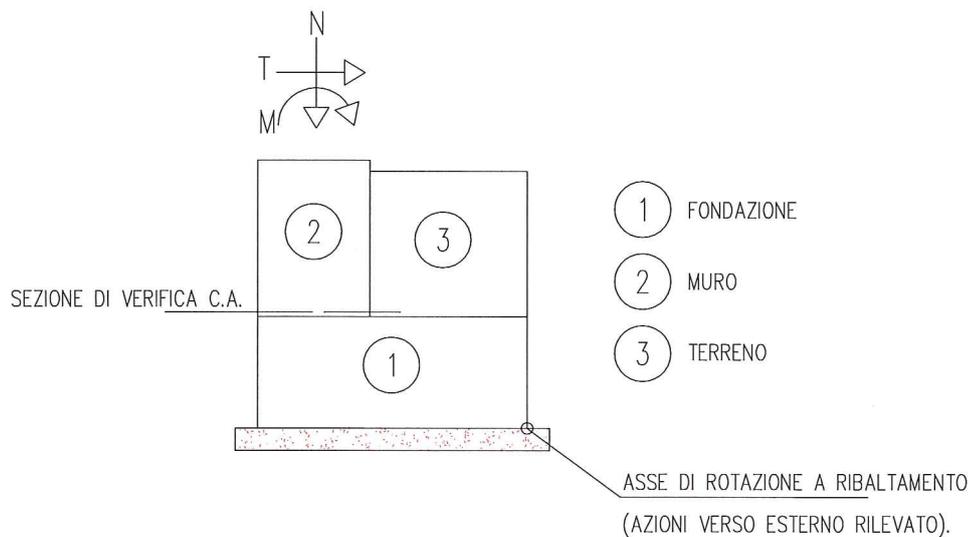
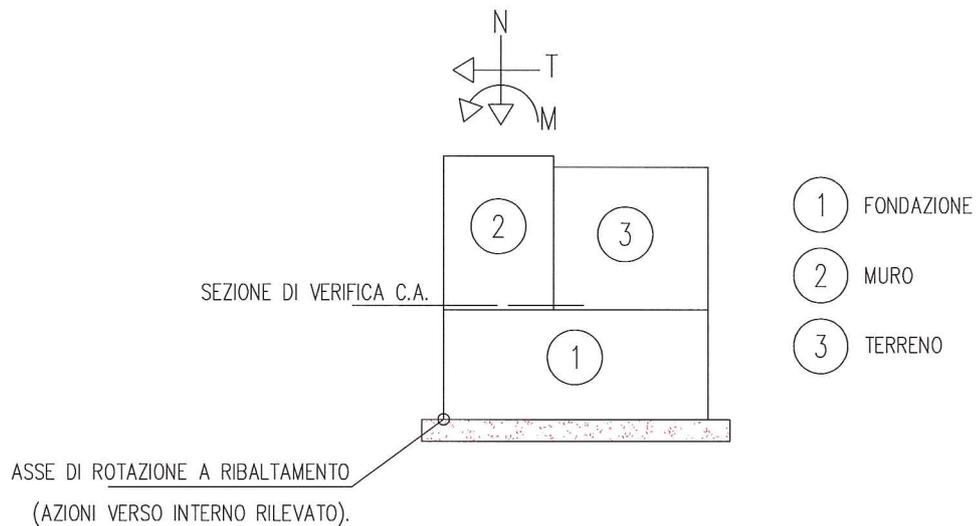
6.1.5 VERIFICA DELLE FONDAZIONI

Le fondazioni delle barriere acustiche sono superficiali e continue con sezione ad L. Per le verifiche si adottano i criteri indicati nel D.M. 11 Marzo 1988.

Caratteristiche fondazione

Larghezza base 1.20m
Spessore base 0.50m
Altezza muro 0.70m
Spessore muro 0.50m
Approfondimento 1.20m

Verifiche a ribaltamento e scorrimento



Dati barriera	PVB2	
Altezza barriera	2.5	m
Altezza duna	0.0	m
Interasse montanti	3.0	m
Peso montante	42.6	kg/m
Peso pannello	60.0	kg/m ²
Pressione vento	90.0	kg/m ²
Risultante Neve dinamica	1250.0	kg
Braccio risultante neve dinamica	1.5	m

Dati terreno		
Angolo di attrito	26	°
Coesione	1	kPa
Coesione non drenata	10	kPa

Dimensioni pianta fondazioni		
larghezza	1.20	m
lunghezza	3.00	m
Spessore fondazione	0.50	m
Approfondimento fondazione	1.20	m

Calcolo contribuiti	B(m)	H(m)	L(m)	γ (kN/m ³)	P(kN)	MOMENTI STABILIZZANTI (RIBALTAMENTO LATO ESTERNO RILEVATO)		MOMENTI STABILIZZANTI (RIBALTAMENTO LATO INTERNO RILEVATO)		MOMENTI RISPETTO BARICENTRO FONDAZIONI (AZIONI VERSO ESTERNO RILEVATO)		MOMENTI RISPETTO BARICENTRO FONDAZIONI (AZIONI VERSO INTERNO RILEVATO)	
						braccio (m)	M(kNm)	braccio (m)	M(kNm)	braccio (m)	M(kNm)	braccio (m)	M(kNm)
Montante + Pannelli	-	-	-	-	5.57	0.95	5.29	0.25	1.39	-0.35	-1.95	0.35	1.95
Blocco1 (Fondazione)	1.20	0.50	3.00	25.00	45.00	0.60	27.00	0.60	27.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Blocco2 (Muro)	0.50	0.70	3.00	25.00	26.25	0.95	24.94	0.25	6.56	-0.35	-9.19	0.35	9.19
Blocco3 (Terreno)	0.70	0.70	3.00	19.00	27.93	0.35	9.78	0.85	23.74	0.25	6.98	-0.25	-6.98
Totale					104.75		67.00		58.69		-4.15		4.15

CONDIZIONE DI CARICO - VENTO VERSO ESTERNO RILEVATO
VERIFICHE A RIBALTAMENTO E SCORRIMENTO
Verifica a ribaltamento

Momento stabilizzante	67.0 kNm
Momento ribaltante	16.5 kNm
Fattore di sicurezza	4.1 > 1.5 - Verifica soddisfatta

Verifica a scorrimento (Condizioni drenate)

Contributo attrito terreno	51.1 kN
Contributo coesione terreno	2.9 kN
Resistenza allo scorrimento	54.0 kN
Azione	6.8 kN
Fattore di sicurezza	8.0 > 1.3 - Verifica soddisfatta

Azioni alla base del Montante

N=	5.57 kN
T=	6.75 kN
M=	8.44 kNm

Azioni rispetto al baricentro della fondazione

N=	104.75 kN
T=	6.75 kN
M=	12.38 kNm
e=M/N=	0.12 m

Azioni alla base del Muro

N=	31.82 kN
T=	6.75 kN
M=	13.16 kNm

**CONDIZIONE DI CARICO - VENTO VERSO INTERNO RILEVATO
 VERIFICHE A RIBALTAMENTO E SCORRIMENTO**
Verifica a ribaltamento

Momento stabilizzante	58.7 kNm
Momento ribaltante	16.5 KNm
Fattore di sicurezza	3.5 > 1.5 - Verifica soddisfatta

Verifica a scorrimento (Condizioni drenate)

Contributo attrito terreno	51.1 kN
Contributo coesione terreno	2.4 kN
Resistenza allo scorrimento	53.5 kN
Azione	6.8 kN
Fattore di sicurezza	7.9 > 1.3 - Verifica soddisfatta

Azioni alla base del Montante

N=	5.57	kN
T=	6.75	kN
M=	8.44	kNm

Azioni rispetto al baricentro della fondazione

N=	104.75	kN
T=	6.75	kN
M=	20.69	kNm
e=M/N=	0.20	m

Azioni alla base del Muro

N=	31.82	kN
T=	6.75	kN
M=	13.16	kNm

CONDIZIONI DI CARICO - NEVE DINAMICA
VERIFICHE A RIBALTAMENTO E SCORRIMENTO
Verifica a ribaltamento

Momento stabilizzante	67.0 kNm
Momento ribaltante	33.8 KNm
Fattore di sicurezza	2.0 > 1.5 - Verifica soddisfatta

Verifica a scorrimento (Condizioni drenate)

Contributo attrito terreno	51.1 kN
Contributo coesione terreno	1.9 kN
Resistenza allo scorrimento	53.0 kN
Azione	12.5 kN
Fattore di sicurezza	4.2 > 1.3 - Verifica soddisfatta

Azioni alla base del Montante

N=	5.57	kN
T=	12.50	kN
M=	18.75	kNm

Azioni rispetto al baricentro della fondazione

N=	104.75	kN
T=	12.50	kN
M=	29.60	kNm
e=M/N=	0.28	m

Azioni alla base del Muro

N=	31.82	kN
T=	12.50	kN
M=	27.50	kNm

Le verifiche sono soddisfatte.

6.1.6 VERIFICA CAPACITÀ PORTANTE DEL TERRENO

CONDIZIONE DI CARICO - VENTO VERSO ESTERNO RILEVATO

Condizioni drenate

DATI DI INPUT

Larghezza della fondazione	1.20 m	19.00
Lunghezza della fondazione	3.00 m	
Approfondimento della fondazione	1.20 m	
Inclinazione della base	0.00 °	
Sforzo normale	104.75 kN	
Taglio in direzione larghezza	6.75 kN	
Taglio in direzione lunghezza	0.00 kN	
Mom. flett. in direzione larghezza	12.38 kNm	
Mom. flett. in direzione lunghezza	0.00 kNm	
Angolo di attrito del terreno	26.00 °	
Coesione drenata	1.00 kPa	
Peso specifico totale del terreno	19.00 kN/mc	
Peso specifico immerso del terreno	9.00 kN/mc	
Profondità della falda dal piano di campagna	1.30 m	
Pressione in superficie	0.00 kPa	
Pressione al piano di posa delle fondazioni	22.80 kPa	
Eccentricità in direzione larghezza	0.12 m	
Eccentricità in direzione lunghezza	0.00 m	
Larghezza ridotta	0.96 m	
Lunghezza ridotta	3.00 m	
Coefficiente di sicurezza	3.00	

RISULTATI

		Termine di superficie $0.5 \cdot \gamma \cdot B =$	Termine di coesione $c' =$	Termine di profondità $q' =$
		9.15	1.00	22.80
fattori:				
di capacità portante	N	12.54	22.25	11.85
di forma	s	0.87	1.17	1.16
di approfondimento	d		1.30	1.28
di incl. del carico	i	0.84	0.89	0.90
di incl. della base	b	1.00	1.00	1.00
		<u>84.10</u>	<u>30.02</u>	<u>356.91</u>
Pressione limite=		471.02 kPa	Carico limite=	1361.53 kN
Pressione di calcolo=		36.24 kPa	Carico di progetto=	104.75 kN
Coefficiente di sicurezza		13.0 >3 - Verifica OK	Coefficiente di sicurezza	13.0 >3 - Verifica OK

CONDIZIONE DI CARICO - VENTO VERSO INTERNO RILEVATO
Condizioni drenate
DATI DI INPUT

Larghezza della fondazione	1.20 m
Lunghezza della fondazione	3.00 m
Approfondimento della fondazione	1.20 m
Inclinazione della base	0.00 °
Sforzo normale	104.75 kN
Taglio in direzione larghezza	6.75 kN
Taglio in direzione lunghezza	0.00 kN
Mom. flett. in direzione larghezza	20.69 kNm
Mom. flett. in direzione lunghezza	0.00 kNm
Angolo di attrito del terreno	26.00 °
Coesione drenata	1.00 kPa
Peso specifico totale del terreno	19.00 kN/mc
Peso specifico immerso del terreno	9.00 kN/mc
Profondità della falda dal piano di campagna	1.30 m
Pressione in superficie	0.00 kPa
Pressione al piano di posa delle fondazioni	22.80 kPa
Eccentricità in direzione larghezza	0.20 m
Eccentricità in direzione lunghezza	0.00 m
Larghezza ridotta	0.80 m
Lunghezza ridotta	3.00 m
Coefficiente di sicurezza	3.00

RISULTATI

		Termine di superficie $0.5 \cdot \gamma' \cdot B = 7.65$	Termine di coesione $c' = 1.00$	Termine di profondità $q' = 22.80$
fattori:				
di capacità portante	N	12.54	22.25	11.85
di forma	s	0.89	1.14	1.13
di approfondimento	d		1.33	1.30
di incl. del carico	i	0.84	0.88	0.89
di incl. della base	b	1.00	1.00	1.00
		<hr/>	<hr/>	<hr/>
		71.70	29.85	355.09
Pressione limite=		456.64 kPa	Carico limite=	1102.70 kN
Pressione di calcolo=		43.38 kPa	Carico di progetto=	104.75 kN
Coefficiente di sicurezza		10.5 >3 - Verifica OK	Coefficiente di sicur	10.5 >3 - Verifica OK

CONDIZIONI DI CARICO - NEVE DINAMICA
Condizioni drenate
DATI DI INPUT

Larghezza della fondazione	1.20 m
Lunghezza della fondazione	3.00 m
Approfondimento della fondazione	1.20 m
Inclinazione della base	0.00 °
Sforzo normale	104.75 kN
Taglio in direzione larghezza	12.50 kN
Taglio in direzione lunghezza	0.00 kN
Mom. flett. in direzione larghezza	29.60 kNm
Mom. flett. in direzione lunghezza	0.00 kNm
Angolo di attrito del terreno	26.00 °
Coesione drenata	1.00 kPa
Peso specifico totale del terreno	19.00 kN/mc
Peso specifico immerso del terreno	9.00 kN/mc
Profondità della falda dal piano di campagna	1.30 m
Pressione in superficie	0.00 kPa
Pressione al piano di posa delle fondazioni	22.80 kPa
Eccentricità in direzione larghezza	0.28 m
Eccentricità in direzione lunghezza	0.00 m
Larghezza ridotta	0.63 m
Lunghezza ridotta	3.00 m
Coefficiente di sicurezza	3.00

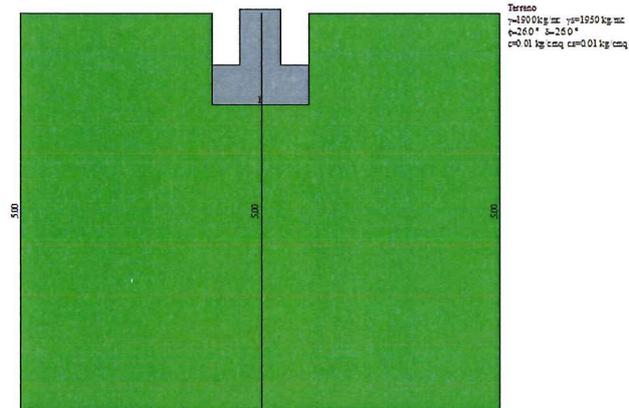
RISULTATI

		Termine di superficie $0.5 \cdot \gamma' \cdot B = 6.03$	Termine di coesione $c' = 1.00$	Termine di profondità $q' = 22.80$
fattori:				
di capacità portante	N	12.54	22.25	11.85
di forma	s	0.92	1.11	1.10
di approfondimento	d		1.36	1.33
di incl. del carico	i	0.71	0.78	0.80
di incl. della base	b	1.00	1.00	1.00
		49.01	26.41	318.13
Pressione limite=		393.54 kPa	Carico limite=	749.55 kN
Pressione di calcolo=		55.00 kPa	Carico di progetto=	104.75 kN
Coefficiente di sicurezza		7.2 >3 - Verifica OK	Coefficiente di sicurezza	7.2 >3 - Verifica OK

Le verifiche sono soddisfatte.

6.1.7 CALCOLO CEDIMENTI DEL TERRENO

Il calcolo viene effettuato con l'ausilio del software di calcolo CARL - Aztec Informatica.



Descrizione terreni e falda

Caratteristiche fisico-meccaniche

Simbologia adottata

<i>Descrizione</i>	Descrizione terreno
γ	Peso di volume del terreno espresso in [kg/mc]
γ_{sat}	Peso di volume saturo del terreno espresso in [kg/mc]
ϕ	Angolo di attrito interno del terreno espresso in gradi
δ	Angolo di attrito palo-terreno espresso in gradi
c	Coesione del terreno espressa in [kg/cm ^q]
ca	Adesione del terreno espressa in [kg/cm ^q]

Descrizione	γ	γ_{sat}	ϕ	δ	c	ca
Terreno	1900.0	1950.0	26.00	26.00	0.010	0.010

Caratteristiche di deformabilità

Simbologia adottata

<i>Descr</i>	Descrizione terreno
E_{ed}	Modulo edometrico espresso in [kg/cm ^q]

Descr	E_{ed}
Terreno	100.94

Condizioni di carico

Simbologia e convenzioni di segno adottate

Carichi verticali positivi verso il basso.

Carichi orizzontali positivi verso sinistra.

Momento positivo senso antiorario.

Fondazione Nome identificativo della fondazione

N Sforzo normale totale espressa in [kg]

Mx Momento in direzione X espressa in [kgm]

My Momento in direzione Y espressa in [kgm]

ex Eccentricità del carico lungo X espressa in [m]

ey Eccentricità del carico lungo Y espressa in [m]

β Inclinazione del taglio nel piano espressa in [°]

T Forza di taglio espressa in [kg]

Condizione n° 1 (vento esterno) [VARIABLE]

Fondazione	N	Mx	My	ex	ey	β	T
Fondazione	10475.0	0.0	1238.0	0.1	0.0	90.0	675.0

Condizione n° 2 (Vento interno) [VARIABLE]

Fondazione	N	Mx	My	ex	ey	β	T
Fondazione	10475.0	0.0	2069.0	0.2	0.0	90.0	675.0

Condizione n° 3 (neve din) [VARIABLE]

Fondazione	N	Mx	My	ex	ey	β	T
Fondazione	10475.0	0.0	2960.0	0.3	0.0	90.0	1250.0

Cedimenti

Il calcolo dei cedimenti è stato eseguito con il metodo Edometrico utilizzando il modulo edometrico.

Per il calcolo dei cedimenti è stata impostata un'altezza dello strato compressibile pari a: 5.00 [m]

Cedimento complessivo

Simbologia adottata

Comb Identificativo della combinazione

w_r cedimento finale espresso in [cm]

H spessore strato compressibile espresso in [m]

X coordinata X punto di calcolo cedimento espressa in [m]

Y coordinata Y punto di calcolo cedimento espressa in [m]

Fondazione

Comb	w _r	H	X	Y
1	0.50	6.15	0.12	0.00
2	0.54	6.15	0.20	0.00
3	0.59	6.15	0.28	0.00

Il cedimento risulta quindi pari a **0.59cm** per la condizione di carico più sfavorevole.

6.1.8 VERIFICA ARMATURA FONDAZIONE

Si effettuano le verifiche nella sezione di base del muro.

Le sollecitazioni sono riferite ad una larghezza del muro di 3,00m (pari all'interasse montanti). Ipotizzando una diffusione a 45° delle azioni, si ottiene una base collaborante di larghezza $l=1.80m$:
 $l=l_{piastra}+2*h_{muro}=0.40m+2*0.70m=1.80m$.

Verifica a Pressoflessione (SLU)

Azioni alla base del muro (SLU)

$$N_{SLU}=47.73kN$$

$$M_{SLU}=41.25kNm$$

Caratteristiche sezione resistente

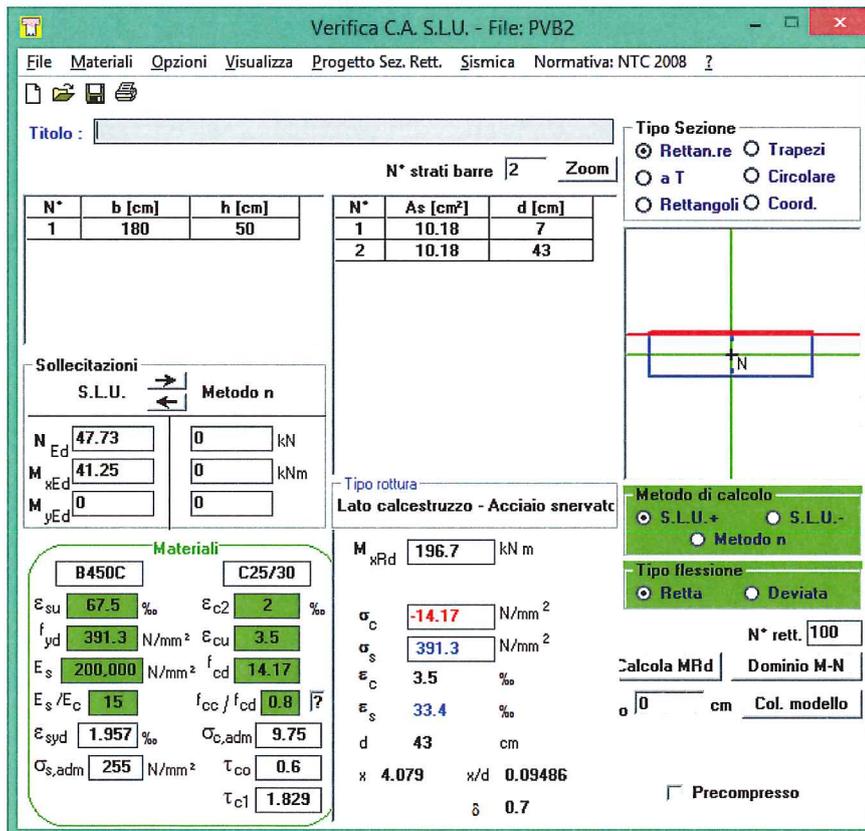
Larghezza 1.80m

Altezza 0.50m

Copriferro 7.4cm

$$A_s=A's=1\phi 12/20cm*1.80m=1.13*180/20=10.18cm^2$$

La verifica viene svolta con l'ausilio del programma VCA-SLU e risulta soddisfatta.



Verifica C.A. S.L.U. - File: PVB2

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : _____

N° strati barre | 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	180	50	1	10.18	7
			2	10.18	43

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 47.73 0 kN
M_{xEd} 41.25 0 kNm
M_{yEd} 0 0

Materiali
B450C C25/30
ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰
E_s 200,000 N/mm² f_{cd} 14.17 ‰
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 9.75 ‰
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.6 ‰
τ_{c1} 1.829 ‰

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} 196.7 kNm
σ_c -14.17 N/mm²
σ_s 391.3 N/mm²
ε_c 3.5 ‰
ε_s 33.4 ‰
d 43 cm
x 4.079 x/d 0.09486
δ 0.7

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100
Calcola MRd Dominio M-N
o 0 cm Col. modello
 Precompresso

Verifica a Fessurazione

Azioni alla base del muro (Rara)

$N=31.82\text{kN}$

$M=27.50\text{kNm}$

Caratteristiche dei materiali			
Coefficiente di omogeneizzazione	$n =$	15	
Classe cls	$R_{ck} =$	30	N/mm^2
Modulo elastico acciaio	$E_s =$	$2.1\text{E}+05$	N/mm^2
Caratteristiche geometriche della sezione			
Altezza	$H =$	50	cm
Larghezza	$B =$	180	cm
Area acciaio teso	$A_s =$	10.20	cm^2
Copriferro baricentro acciaio teso	$c_s =$	7.4	cm
Area acciaio compresso	$A'_s =$	10.2	cm^2
Copriferro baricentro acciaio compresso	$c'_s =$	7.4	cm
Ricoprimento barre più esterne tese	$c =$	6.8	cm
Ricoprimento barre più interne tese	$c+S =$	6.8	cm
Diametro massimo barre tese	$\Phi =$	1.1	cm
Sezione non fessurata: formazione fessure			
Momento flettente in condizioni di esercizio	$M_{es} =$	27.50	kNm
Sforzo assiale in condizioni di esercizio	$N_{es} =$	-31.80	kN
Rapporto sforzo normale/momento	$r_{es} =$	-0.0116	cm^{-1}
Resistenza media a trazione semplice del cls	$f_{ctm} =$	2.56	N/mm^2
Resistenza limite per formazione fessure	$\sigma_t =$	2.13	N/mm^2
Distanza baricentro da lembo compresso	$x_g =$	25.00	cm
Modulo di resistenza non fessurato	$W_{sr} =$	78791	cm^3
Momento di formazione delle fessure	$M_{ff} =$	167.96	kNm
Trazione nel cls prodotta da M_{es} ed N_{es}	$\sigma_{ct} =$	0.31	N/mm^2 < σ_{ct}

Non si formano le fessure, la verifica è soddisfatta

Verifica a Taglio

La verifica viene effettuata per elementi sprovvisti di armature trasversali resistenti al taglio.

$T_{SLU} = 18.75 \text{ kN}$

	V_{Ed}	18.75	kN
	N_{Ed}	47.73	kN
	R_{ck}	30	N/mm^2
	f_{ck}	24.9	N/mm^2
	γ_c	1.5	
	f_{cd}	14.1	
Geometria cls	b_w	1800	mm
	h	500	mm
	c	74	mm
	d	426	mm
Geometri a acciaio	f	12	mm
	n°	9	
	A_{sl}	1017.36	mm^2
	β	0.001	
	σ_{cp}	0.1	N/mm^2
	k	1.6852	
	v_{min}	0.3821	
		189.64	kN
		239.26	kN
	V_{rd}	239.26	kN
SEZIONE VERIFICATA A TAGLIO			

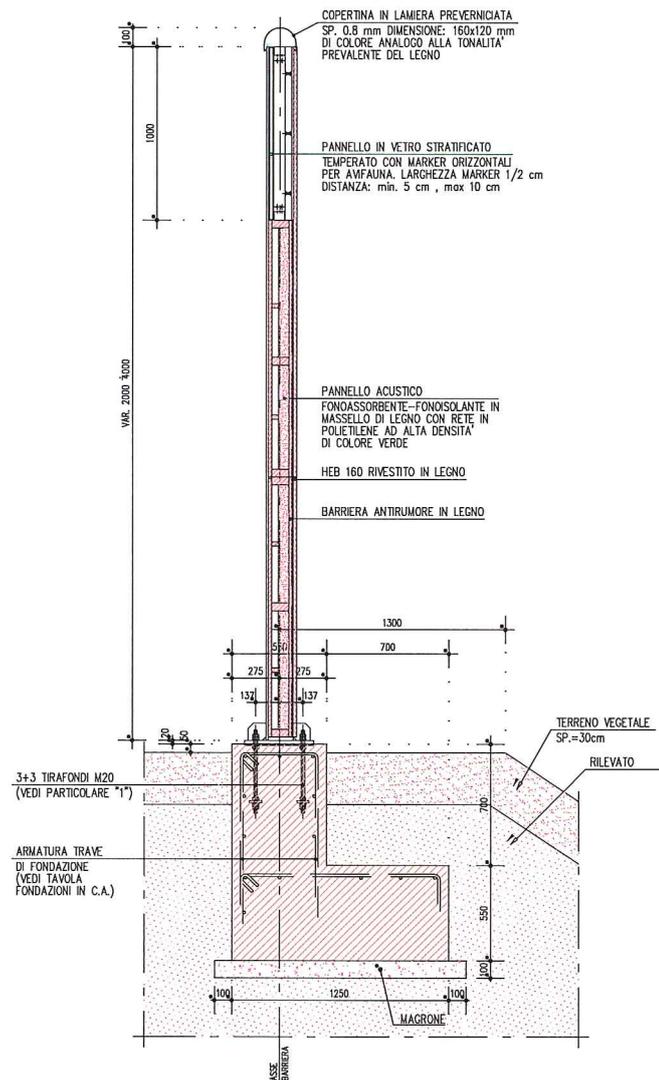
La verifica è soddisfatta.

6.2 BARRIERA ACUSTICA PV-B3

Nel presente paragrafo viene analizzata la tipologia strutturale PV-B3, secondo lo schema riportato di seguito e sulle tavole esecutive.

I montanti sono ancorati, attraverso piastre nervata e tirafondi, sulla testa della fondazione.

La barriera in esame è costituita da pannelli in legno ($p_{\text{pann}}=60\text{daN/mq}$).



Tipologia strutturale PVB3

6.2.1 MODELLO DI CALCOLO

L'altezza dei montanti delle barriere in oggetto è $h=4.00\text{m}$. Si considera uno schema di calcolo a mensola. L'interasse tra i montanti è $i=3.00\text{m}$.

6.2.2 CARICHI E LORO COMBINAZIONI

Nel caso in esame le azioni considerate nella verifica dei montanti sono le seguenti:

- 1) peso proprio delle strutture;
- 2) azione del vento;
- 3) azione dinamica per rimozione neve

Combinazioni di carico

Le combinazioni di carico considerate sono indicate nella tabella seguente:

Tipo Combinazione	Pesi propri + permanenti	Vento		Neve dinamica	
		γ	ψ	γ	ψ
1) SLU (Vento)	1.4	1.5	1	0	0
2) SLU (Neve dinamica)	1.4	0	0	1.5	1
3) SLE RARA (Vento)	1	1	1	0	0
4) SLE RARA (Neve din.)	1	0	0	1	1

6.2.3 VERIFICHE MONTANTE VERTICALE

Tipo profilo: HEB160

1) Peso proprio delle strutture e carichi permanenti portati

Peso profilo HEB160 $=p_{\text{HEB}}=42.6 \text{ daN/m}$

Sforzo normale massimo alla base del montante:

$$N_{\text{pp}}=p_{\text{HEB}} \cdot h=170\text{daN}$$

Il peso dei pannelli non viene considerato in quanto non grava sui montanti ma direttamente sulla piastra di base.

2) Azione del vento

Si considera una pressione del vento $p_w=90\text{daN/m}^2$.

Taglio massimo alla base del montante:

$$T_w=p_w \cdot h \cdot i=90\text{daN/m}^2 \cdot 4.00\text{m} \cdot 3.00\text{m}=1080\text{daN}$$

Momento massimo alla base del montante

$$M_w=p_w \cdot h^2/2 \cdot i=90\text{daN/m}^2 \cdot (4.00\text{m})^2/2 \cdot 3.00\text{m}=2160\text{daNm}$$

3) Azione dinamica per rimozione neve

Si considera un carico orizzontale $P_n=1250\text{daN}$ applicato ad un'altezza $h_n=1.50\text{m}$.

Taglio alla base del montante

$$T_n=P_n=1250\text{daN}$$

Momento massimo alla base del montante

$$M_n=P_n \cdot h_n=1250\text{daN} \cdot 1.50\text{m}=1875\text{daNm}$$

Sollecitazioni SLU - Combinazione 1)

$$N_{SLU}=1.4*N_{pp}=1.4*170daN=238daN$$

$$T_{SLU}=1.5*T_w=1.5*1080daN=1620daN$$

$$M_{SLU}=1.5*M_w=1.5*2160daNm=3240daNm$$

Sollecitazioni SLU - Combinazione 2)

$$N_{SLU}=1.4*N_{pp}=1.4*170daN=238daN$$

$$T_{SLU}=1.5*T_n=1.5*1250daN=1875daN$$

$$M_{SLU}=1.5*M_n=1.5*1875daNm=2813daNm$$

Verifiche SLU

Le verifiche sono raccolte nelle tabelle seguenti e risultano sempre soddisfatte.

Combinazione 1)
DATI GENERALI
Tipo di Acciaio:
S 275

Tensione caratteristica di snervamento:	$f_{yk} =$	275 [N/mm ²]
Tensione caratteristica di rottura:	$f_{tk} =$	430 [N/mm ²]
Modulo elastico:	$E =$	210000 [N/mm ²]
Modulo di elasticità trasversale:	$G =$	80769 [N/mm ²]
Coefficiente di Poisson:	$\nu =$	0.3

Tipo di Verifica: **Elastica** per sezioni di classe 1, 2 e 3.

Coefficienti di sicurezza:

Resistenza delle sezioni di Classe 1-2-3-4:	$\gamma_{M0} =$	1.05
Resistenza all'instabilità delle membrature:	$\gamma_{M1} =$	1.05
Resistenza giunzioni:	$\gamma_{M2} =$	1.25

Caratteristiche profilo

Tipo di profilo:

HEB

Profilo:

HE 160 B

Peso:	$g =$	42.6 [kg/m]
Altezza:	$h =$	160 [mm]
Larghezza:	$b =$	160 [mm]
Spessore Anima:	$t_w =$	8 [mm]
Spessore Ali:	$t_f =$	13 [mm]
Raggio di raccordo Ali/Anima:	$r =$	15 [mm]
Area:	$A =$	54.3 [cm ²]
Momento d'inerzia asse y-y:	$J_y =$	2492.0 [cm ⁴]
Modulo di resistenza Elastico y-y:	$W_{el,y} =$	311.5 [cm ³]
Modulo di resistenza Plastico y-y:	$W_{pl,y} =$	354.0 [cm ³]
Raggio d'inerzia y-y:	$\rho_y =$	6.8 [cm]
Momento d'inerzia asse z-z:	$J_z =$	889.2 [cm ⁴]
Modulo di resistenza Elastico z-z:	$W_{el,z} =$	111.2 [cm ³]
Modulo di resistenza Plastico z-z:	$W_{pl,z} =$	170.0 [cm ³]
Raggio d'inerzia z-z:	$\rho_z =$	4.1 [cm]
Momento d'inerzia torsionale:	$I_T =$	31.2 [cm ⁴]
Fattore d'ingobbamento:	$I_w =$	47940 [cm ⁶]

Classe Sezione:
1
Classe per sola flessione:
1

$$\varepsilon = \sqrt{235 / f_{yk}} =$$

0.92

Ala:	$c = 61$	$t = 13$	
Flessione Mz	$c/t \leq 9\varepsilon$	Classe:	1
Compressione	$c/t \leq 9\varepsilon$	Classe:	1
Anima:	$c = 104$	$t = 8$	
Flessione My	$c/t \leq 72\varepsilon$	Classe:	1
Compressione	$c/t \leq 33\varepsilon$	Classe:	1

RESISTENZA DELLE MEMBRATURE

Sforzo normale di compressione:	$N_{Ed} =$	2.38	[kN]
Momento sollecitante y-y:	$M_{y,Ed} =$	32.40	[kNm]
Momento sollecitante z-z:	$M_{z,Ed} =$	0.00	[kNm]
Taglio sollecitante anima z-z:	$V_{z,Ed} =$	16.20	[kN]
Taglio sollecitante ali y-y:	$V_{y,Ed} =$	0.00	[kN]
Lunghezza libera di inflessione asse debole z-z:	$l_{0,z} =$	4	[m]
Lunghezza libera di inflessione asse forte y-y:	$l_{0,y} =$	4	[m]
Lunghezza libera di inflessione flesso-torsionale:	$l_{0,LT} =$	4	[m]

Quota di applicazione del carico:
Baricentrico

Il carico applicato nell'asse baricentrico non implica aumenti di momento per la verifica ad instabilità flessotorsionale.

Taglio resistente in assenza di torsione:

$$V_{c,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} \quad \text{dove } A_v \text{ è l'area resistente a taglio:}$$

Profilati ad I o ad H nel piano dell'anima:

$$A_v = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2r) \cdot t_f = 1759.0 \quad [\text{mm}^2]$$

Profilati ad I, ad H, a C o ad Unel piano delle ali:

$$A_v = 2 \cdot b \cdot t_f = 4160 \quad [\text{mm}^2]$$

Taglio sollecitante anima z-z:	$V_{z,Ed} =$	16.20	[kN]
--------------------------------	--------------	--------------	------

Taglio sollecitante ali y-y:	$V_{y,Ed} =$	0.00	[kN]
------------------------------	--------------	-------------	------

Taglio Resistente z-z:	$V_{c,z,Rd} =$	265.98	[kN]
------------------------	----------------	---------------	------

Taglio Resistente y-y:	$V_{c,y,Rd} =$	629.04	[kN]
------------------------	----------------	---------------	------

VERIFICA:	$V_{z,Ed} \leq V_{c,z,Rd}$ OK	$V_{y,Ed} \leq V_{c,y,Rd}$ OK
	0.06	0.00

 Coeff. Riduttivo in caso di flessione e taglio se $V_{Ed} \geq 0.5 V_{c,Rd}$:

anima	$\rho = \left[\frac{2V_{Ed}}{V_{c,Rd}} - 1 \right]^2 =$	1.00
-------	----------------------------------------------------------	-------------

ali	$\rho =$	1.00
-----	----------	-------------

Momento resistente con eventuale riduzione per taglio:

Momento sollecitante y-y:	$M_{y,Ed} =$	32.40	[kNm]
---------------------------	--------------	--------------	-------

Momento sollecitante z-z:	$M_{z,Ed} =$	0.00	[kNm]
---------------------------	--------------	-------------	-------

Momento resistente Elastico y-y:	$M_{y,V,Rd} =$	81.58	[kNm]
----------------------------------	----------------	--------------	-------

Momento resistente Elastico z-z:	$M_{z,V,Rd} =$	29.12	[kNm]
----------------------------------	----------------	--------------	-------

$$\Phi = 0.5 \cdot [1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2] = 1.377$$

Fattore di riduzione per instabilità:

$$\chi_z = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = 0.46 \leq 1$$

 Sforzo normale resistente di Compressione: $N_{b,Rd} = 660.00$ [kN]

Asse forte:

 Lunghezza libera di inflessione y-y: $l_{0,y} = 4000$ [mm]

 Carico critico euleriano asse y-y: $N_{cr,y} = 3229.52$ [kN]

 $N_{Ed}/N_{cr,y} = 0.00$

 Raggio d'inerzia maggiore: $\rho_y = 67.8$ [mm]

 Snellezza: $\lambda_{y} = 59.00$ **OK**

 Snellezza adimensionale: $\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_{yk}}{N_{cr}}} = \frac{l_{0,y}}{\rho_y} \cdot \frac{1}{\lambda_1} = 0.680$

 Curva di instabilità asse y-y: **b**

 Fattore di imperfezione: $\alpha = 0.34$

$$\Phi = 0.5 \cdot [1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2] = 0.813$$

Fattore di riduzione per instabilità:

$$\chi_y = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = 0.80 \leq 1$$

 Sforzo normale resistente di Compressione: $N_{b,Rd} = 1129.66$ [kN]

 Sforzo normale di compressione: $N_{Ed} = 2.38$ [kN]

VERIFICA: $N_{Ed} < N_{b,Rd}$: **OK**
Travi inflesse:

 Lunghezza libera di inflessione torsionale: $l_{0,LT} = 4000$ [mm]

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_y \frac{f_{yk}}{\gamma_{M1}}$$

Momento critico elastico di instabilità torsionale:

$$M_{cr} = \psi \cdot \frac{\pi}{L_{cr}} \cdot \sqrt{EJ_z \cdot GJ_T} \cdot \sqrt{1 + \left(\frac{\pi}{L_{cr}}\right)^2 \cdot \frac{EJ_{\omega}}{GJ_T}} = 190.31$$
 [kNm]

 Modulo resistente Elastico y-y: $W_y = 311.50$ [cm³]

 Snellezza adimensionale. $\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_{yk}}{M_{cr}}} = 0.671$
 $\bar{\lambda}_{LT,0} = 0.2$
 $\beta = 1$

 Curva di instabilità asse z-z: **b**

 Fattore di imperfezione: $\alpha_{LT} = 0.34$

$$\Phi_{LT} = 0.5 \cdot [1 + \alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - \bar{\lambda}_{LT,0}) + \beta \cdot \bar{\lambda}_{LT}^2] = 0.805$$

Fattore per la reale distribuzione dei momenti:

$$f = 1 - 0.5(1 - k_c)[1 - 2.0(\bar{\lambda}_{LT} - 0.8)^2] = 0.97$$

$k_c = 0.94$

Fattore di riduzione per instabilità flessotorsionale:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{f} \cdot \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \beta \cdot \bar{\lambda}_{LT}^2}} = 0.824 \leq \begin{cases} 1.0 \\ \frac{1}{\bar{\lambda}_{LT}^2} \cdot \frac{1}{f} = 2.288 \end{cases}$$

Momento resistente di progetto per instabilità:

$$M_{y,b,Rd} = 67.21 \quad [\text{kNm}]$$

VERIFICA:

$$M_{y,Ed} < M_{y,b,Rd} : \text{OK}$$

0.48

Membrature inflesse e compresse:

Sforzo normale di compressione:

$$N_{Ed} = 2.38 \quad [\text{kN}]$$

Momento sollecitante y-y:

$$M_{y,Ed} = 32.40 \quad [\text{kNm}]$$

Momento sollecitante z-z:

$$M_{z,Ed} = 0.00 \quad [\text{kNm}]$$

Grafico del momento con distrib. asse y-y

Non Lineare

, asse z-z

Lineare

 dovuto a carico **uniforme** per y-y, e

concentrato

per z-z.

Momenti lungo l'asse y-y:

$$M_{y,Ed,Sx} = 0 \quad [\text{kNm}]$$

$$M_s = 6.38 \quad [\text{kNm}]$$

$$M_{y,Ed,Dx} = 0 \quad [\text{kNm}]$$

Momenti lungo l'asse z-z:

$$M_{z,Ed,Sx} = 0 \quad [\text{kNm}]$$

$$M_{z,Ed,Dx} = 0 \quad [\text{kNm}]$$

Coefficienti:

$$\alpha_{my} = 0.950$$

$$\alpha_{mz} = 1.000$$

$$\alpha_{mLT} = 1.000$$

Elementi deformabili torsionalmente

Coefficienti di interazione:

Sezioni di classe 3 e 4 (o 1 e 2 elastiche)

(proprietà delle sezioni calcolate in campo elastico)

$$k_{yy} = 0.951$$

$$k_{zy} = 1.000$$

$$k_{yz} = 1.002$$

$$k_{zz} = 1.002$$

Modulo resistente Elastico y-y:

$$W_y = 311.5 \quad [\text{cm}^3]$$

Modulo resistente Elastico z-z:

$$W_z = 111.2 \quad [\text{cm}^3]$$

Combinazione 2)
DATI GENERALI
Tipo di Acciaio:
S 275

Tensione caratteristica di snervamento:	$f_{yk} =$	275 [N/mm ²]
Tensione caratteristica di rottura:	$f_{tk} =$	430 [N/mm ²]
Modulo elastico:	$E =$	210000 [N/mm ²]
Modulo di elasticità trasversale:	$G =$	80769 [N/mm ²]
Coefficiente di Poisson:	$\nu =$	0.3

Tipo di Verifica: **Elastica** per sezioni di classe 1, 2 e 3.

Coefficienti di sicurezza:

Resistenza delle sezioni di Classe 1-2-3-4:	$\gamma_{M0} =$	1.05
Resistenza all'instabilità delle membrature:	$\gamma_{M1} =$	1.05
Resistenza giunzioni:	$\gamma_{M2} =$	1.25

Caratteristiche profilo

Tipo di profilo:

HEB

Profilo:

HE 160 B

Peso:	$g =$	42.6 [kg/m]
Altezza:	$h =$	160 [mm]
Larghezza:	$b =$	160 [mm]
Spessore Anima:	$t_w =$	8 [mm]
Spessore Ali:	$t_f =$	13 [mm]
Raggio di raccordo Ali/Anima:	$r =$	15 [mm]
Area:	$A =$	54.3 [cm ²]
Momento d'inerzia asse y-y:	$J_y =$	2492.0 [cm ⁴]
Modulo di resistenza Elastico y-y:	$W_{el,y} =$	311.5 [cm ³]
Modulo di resistenza Plastico y-y:	$W_{pl,y} =$	354.0 [cm ³]
Raggio d'inerzia y-y:	$\rho_y =$	6.8 [cm]
Momento d'inerzia asse z-z:	$J_z =$	889.2 [cm ⁴]
Modulo di resistenza Elastico z-z:	$W_{el,z} =$	111.2 [cm ³]
Modulo di resistenza Plastico z-z:	$W_{pl,z} =$	170.0 [cm ³]
Raggio d'inerzia z-z:	$\rho_z =$	4.1 [cm]
Momento d'inerzia torsionale:	$I_T =$	31.2 [cm ⁴]
Fattore d'ingobbamento:	$I_w =$	47940 [cm ⁶]

Classe Sezione:
1
Classe per sola flessione:
1

$$\varepsilon = \sqrt{235 / f_{yk}} =$$

0.92

Ala:	$c = 61$	$t = 13$
Flessione M_z	$c/t \leq 9\varepsilon$	Classe: 1
Compressione	$c/t \leq 9\varepsilon$	Classe: 1
Anima:	$c = 104$	$t = 8$
Flessione M_y	$c/t \leq 72\varepsilon$	Classe: 1
Compressione	$c/t \leq 33\varepsilon$	Classe: 1

RESISTENZA DELLE MEMBRATURE

Sforzo normale di compressione:	$N_{Ed} =$	2.38	[kN]
Momento sollecitante y-y:	$M_{y,Ed} =$	28.13	[kNm]
Momento sollecitante z-z:	$M_{z,Ed} =$	0.00	[kNm]
Taglio sollecitante anima z-z:	$V_{z,Ed} =$	18.75	[kN]
Taglio sollecitante ali y-y:	$V_{y,Ed} =$	0.00	[kN]
Lunghezza libera di inflessione asse debole z-z:	$l_{0,z} =$	4	[m]
Lunghezza libera di inflessione asse forte y-y:	$l_{0,y} =$	4	[m]
Lunghezza libera di inflessione flessione-torsionale:	$l_{0,LT} =$	4	[m]

Quota di applicazione del carico:
Baricentrico

Il carico applicato nell'asse baricentrico non implica aumenti di momento per la verifica ad instabilità flessotorsionale.

Taglio resistente in assenza di torsione:

$$V_{c,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} \quad \text{dove } A_v \text{ è l'area resistente a taglio:}$$

Profilati ad I o ad H nel piano dell'anima:

$$A_v = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2r) \cdot t_f = 1759.0 \quad [\text{mm}^2]$$

Profilati ad I, ad H, a C o ad Unel piano delle ali:

$$A_v = 2 \cdot b \cdot t_f = 4160 \quad [\text{mm}^2]$$

Taglio sollecitante anima z-z:	$V_{z,Ed} =$	18.75	[kN]
--------------------------------	--------------	--------------	------

Taglio sollecitante ali y-y:	$V_{y,Ed} =$	0.00	[kN]
------------------------------	--------------	-------------	------

Taglio Resistente z-z:	$V_{c,z,Rd} =$	265.98	[kN]
------------------------	----------------	---------------	------

Taglio Resistente y-y:	$V_{c,y,Rd} =$	629.04	[kN]
------------------------	----------------	---------------	------

VERIFICA:	$V_{z,Ed} \leq V_{c,z,Rd}$ OK	$V_{y,Ed} \leq V_{c,y,Rd}$ OK
	0.07	0.00

 Coeff. Riduttivo in caso di flessione e taglio se $V_{Ed} \geq 0.5 V_{c,Rd}$:

anima	$\rho = \left[\frac{2V_{Ed}}{V_{c,Rd}} - 1 \right]^2 =$	1.00
-------	----------------------------------------------------------	-------------

ali	$\rho =$	1.00
-----	----------	-------------

Momento resistente con eventuale riduzione per taglio:

Momento sollecitante y-y:	$M_{y,Ed} =$	28.13	[kNm]
---------------------------	--------------	--------------	-------

Momento sollecitante z-z:	$M_{z,Ed} =$	0.00	[kNm]
---------------------------	--------------	-------------	-------

Momento resistente Elastico y-y:	$M_{y,V,Rd} =$	81.58	[kNm]
----------------------------------	----------------	--------------	-------

Momento resistente Elastico z-z:	$M_{z,V,Rd} =$	29.12	[kNm]
----------------------------------	----------------	--------------	-------

$$\Phi = 0.5 \cdot [1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2] = 1.377$$

Fattore di riduzione per instabilità:

$$\chi_z = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = 0.46 \leq 1$$

Sforzo normale resistente di Compressione: $N_{b,Rd} = 660.00$ [kN]

Asse forte:

Lunghezza libera di inflessione y-y: $l_{0,y} = 4000$ [mm]

Carico critico euleriano asse y-y: $N_{cr,y} = 3229.52$ [kN]

$$N_{Ed}/N_{cr,y} = 0.00$$

Raggio d'inerzia maggiore: $\rho_y = 67.8$ [mm]

Snellezza: $\lambda_y = 59.00$ OK

Snellezza adimensionale: $\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_{yk}}{N_{cr}}} = \frac{l_0}{\rho_y} \cdot \frac{1}{\lambda_1} = 0.680$

Curva di instabilità asse y-y: $\alpha = b$

Fattore di imperfezione: $\alpha = 0.34$

$$\Phi = 0.5 \cdot [1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2] = 0.813$$

Fattore di riduzione per instabilità:

$$\chi_y = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = 0.80 \leq 1$$

Sforzo normale resistente di Compressione: $N_{b,Rd} = 1129.66$ [kN]

Sforzo normale di compressione: $N_{Ed} = 2.38$ [kN]

VERIFICA: $N_{Ed} < N_{b,Rd}$: OK

Travi inflesse:

Lunghezza libera di inflessione torsionale: $l_{0,LT} = 4000$ [mm]

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_y \frac{f_{yk}}{\gamma_{M1}}$$

Momento critico elastico di instabilità torsionale:

$$M_{cr} = \psi \cdot \frac{\pi}{L_{cr}} \cdot \sqrt{EJ_z \cdot GJ_T} \cdot \sqrt{1 + \left(\frac{\pi}{L_{cr}}\right)^2 \cdot \frac{EJ_\omega}{GJ_T}} = 190.31 \text{ [kNm]}$$

Modulo resistente Elastico y-y: $W_y = 311.50$ [cm³]

Snellezza adimensionale. $\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_{yk}}{M_{cr}}} = 0.671$

$$\bar{\lambda}_{LT,0} = 0.2$$

$$\beta = 1$$

Curva di instabilità asse z-z: $\alpha = b$

Fattore di imperfezione: $\alpha_{LT} = 0.34$

$$\Phi_{LT} = 0.5 \cdot [1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - \bar{\lambda}_{LT,0}) + \beta \cdot \bar{\lambda}_{LT}^2] = 0.805$$

Fattore per la reale distribuzione dei momenti:

$$f = 1 - 0.5(1 - k_c)[1 - 2.0(\bar{\lambda}_{LT} - 0.8)^2] = 0.97$$

$k_c = 0.94$

Fattore di riduzione per instabilità flessotorsionale:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{f} \cdot \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \beta \cdot \bar{\lambda}_{LT}^2}} = 0.824 \leq \begin{cases} 1.0 \\ \frac{1}{\bar{\lambda}_{LT}^2} \cdot \frac{1}{f} = 2.288 \end{cases}$$

Momento resistente di progetto per instabilità:

$$M_{y,b,Rd} = 67.21 \quad [\text{kNm}]$$

VERIFICA:

$$M_{y,Ed} < M_{y,b,Rd} : \text{OK}$$

0.42

Membrature inflesse e compresse:

Sforzo normale di compressione:

$$N_{Ed} = 2.38 \quad [\text{kN}]$$

Momento sollecitante y-y:

$$M_{y,Ed} = 28.13 \quad [\text{kNm}]$$

Momento sollecitante z-z:

$$M_{z,Ed} = 0.00 \quad [\text{kNm}]$$

Grafico del momento con distrib. asse y-y
dovuto a carico **uniforme** per y-y, e

Non Lineare, asse z-z **Lineare**
concentrato per z-z.

Momenti lungo l'asse y-y:

$$M_{y,Ed,Sx} = 0 \quad [\text{kNm}]$$

$$M_s = 6.38 \quad [\text{kNm}]$$

$$M_{y,Ed,Dx} = 0 \quad [\text{kNm}]$$

Momenti lungo l'asse z-z:

$$M_{z,Ed,Sx} = 0 \quad [\text{kNm}]$$

$$M_{z,Ed,Dx} = 0 \quad [\text{kNm}]$$

Coefficienti:

$$\alpha_{my} = 0.950$$

$$\alpha_{mz} = 1.000$$

$$\alpha_{mLT} = 1.000$$

Elementi deformabili torsionalmente

Coefficienti di interazione:

Sezioni di classe 3 e 4 (o 1 e 2 elastiche)

(proprietà delle sezioni calcolate in campo elastico)

$$k_{yy} = 0.951$$

$$k_{zy} = 1.000$$

$$k_{yz} = 1.002$$

$$k_{zz} = 1.002$$

Modulo resistente Elastico y-y:

$$W_y = 311.5 \quad [\text{cm}^3]$$

Modulo resistente Elastico z-z:

$$W_z = 111.2 \quad [\text{cm}^3]$$

Verifiche di deformabilità

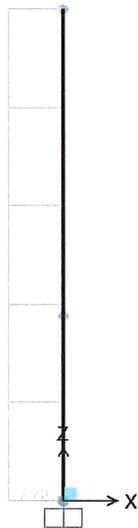
Le deformazioni vengono calcolate con l'ausilio del software SAP2000 V16.

$L=4.00\text{m}$

$E=210000\text{N/mm}^2$

$I=2490\text{cm}^4$

Combinazione 3) SLE RARA (Vento)



Freccia orizzontale montante per carichi accidentali:

$$p_w = 0.9\text{kN/m}^2 \cdot 3.0\text{m} = 2.7\text{kN/m}$$

$$f = 1.76\text{cm} < 1/150L = 2.67\text{cm}$$

La verifica è soddisfatta.

Combinazione 4) SLE RARA (Neve dinamica)

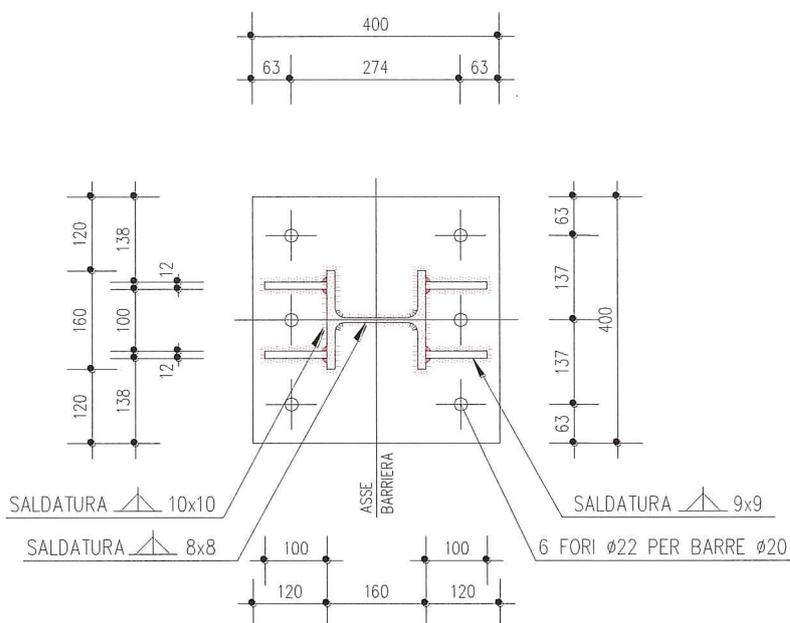

Freccia orizzontale montante per carichi accidentali:

$$P_n = 12.50 \text{ kN}$$

$$f = 1.01 \text{ cm} < 1/150L = 2.67 \text{ cm}$$

La verifica è soddisfatta.

6.2.4 NODO DI BASE



Caratteristiche nodo di base

Dimensioni Piastra 400mm x 400mm, $s = 20\text{mm}$

6 Tirafondi $\phi 20$ - Area tirafondo = 2.51cm^2

Profondità di infissione: 40cm (parte filettata = 10cm; parte liscia = 30cm)

2 righe ad interasse 274mm

3 colonne ad interasse 137mm

Cordoni di saldatura: anima 8x8mm - ala 10x10mm

Irrigidimenti:

Laterali parallele all'anima $S = 12\text{mm}$

Tirafondi e calcestruzzo

Calcolo tensioni acciaio e calcestruzzo.

A favore di sicurezza si trascura lo sforzo normale di compressione.

Combinazione 1) SLU (Vento)

$M_{SLU} = 3240\text{daNm}$

Verifica C.A. S.L.U. - File: piastra di base h 400 - PVB3

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : _____

N° Vertici Zoom N° barre Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
1	-20	-20
2	-20	20
3	20	20
4	20	-20

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	2.51	13.7	-13.7
2	2.51	-13.7	-13.7
3	2.51	0	-13.7

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
 M_{xEd} kNm
 M_{yEd}

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN yN

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Materiali

B450C		C25/30	
ϵ_{su}	67.5 ‰	ϵ_{c2}	2 ‰
f_{yd}	391.3 N/mm ²	ϵ_{cu}	3.5 ‰
E_s	200.000 N/mm ²	f_{cd}	14.17 N/mm ²
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd}	0.8 <input type="checkbox"/> ?
ϵ_{syd}	1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	9.75 N/mm ²
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm ²	τ_{co}	0.6
		τ_{c1}	1.829

σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²

Verifica N° iterazioni: 4

ϵ_s ‰
 d cm
 x x/d
 δ

Precompresso

$$\sigma_c = -4.8 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 143.7 \text{ N/mm}^2$$

$$N_{SLU} (\text{tirafondo}) = \sigma_s \cdot A = 36.1 \text{ kN}$$

Combinazione 2) SLU (Neve din.)

$$M_{SLU} = 2813 \text{ daNm}$$

$$\sigma_c = -4.2 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 124.8 \text{ N/mm}^2$$

$$N_{SLU} (\text{tirafondo}) = \sigma_s \cdot A = 31.3 \text{ kN}$$

Verifica sfilamento tirafondi

La barra è in parte filettata ed in parte liscia.
 Resistenza tangenziale di aderenza di calcolo - barra liscia: 18.80 daN/cm^2
 Resistenza tangenziale di aderenza di calcolo - barra filettata: 26.86 daN/cm^2

Si adotta la resistenza tangenziale della barra liscia, maggiorando la lunghezza di infissione per tener conto della maggiore resistenza della parte filettata.

$$L_{equivalente} = L_{liscia} + L_{filettata} \cdot 26.86 / 18.80 = 30 + 10 \cdot 1.428 = 44.28 \text{ cm}$$

I calcoli sono riportati nel prospetto seguente.

Dati di input			
Conglomerato: $R_{ck} =$		300	daN/cm ²
Acciaio tirafondi:		8.8	
Barre lisce ?		sì	
Barre molto addensate o ancoraggio in zona di calcestruzzo teso?		no	
Diametro tirafondo: $\phi =$		2.0	cm
Numero tirafondi: $n_{tot} =$		1.0	
Area resit.: $A_{res.} =$		2.51	cm ²
Lunghezza L del tirafondo =		44.3	cm
$\gamma_c =$		1.5	
$\alpha_{cc} =$		0.85	
$\gamma_{M2} =$		1.25	
$\gamma_{M0} =$		1.05	
Dati calcolati			
$f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck}$ (resistenza caratteristica cilindrica) =		24.90	N/mm ²
$f_{ctk} = 0.7 \cdot 0.3 \cdot (f_{ck})^{2/3} \cdot 10$ (resistenza caratteristica a trazione) =		17.91	daN/cm ²
$\eta = \min(1; (13.2 - \phi) / 10)$		1.00	
$\gamma_t =$		1.0	
$\eta_1 =$		0.7	
$f_{bk} = 2.25 \cdot \eta \cdot \eta_1 \cdot f_{ctk} / \gamma_t$ (resistenza tangenziale caratteristica di aderenza) =		28.20	daN/cm ²
$f_{bd} = f_{bk} / \gamma_c$ (resistenza tangenziale di aderenza di calcolo) =		18.80	daN/cm ²
$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c$ (resistenza di calcolo a trazione) =		11.94	daN/cm ²
$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c \cdot 10$ (resistenza di calcolo a compressione) =		141.10	daN/cm ²
1: Rottura per sfilamento nei tratti verticali del tirafondo			
$N_{b1} = [f_{bd} \cdot \pi \cdot \phi \cdot L] / n^\circ$ tot tirafondi =		5,231	daN
Tens. limite a sfilamento: $\sigma_b^* = N_{b1} / A_{res} =$		2,082	daN/cm ²
Tens. limite del materiale del tirafondo: $\sigma_{amm\ tir} = 0.9 \cdot f_{tk} / \gamma_{M2} =$		5,760	daN/cm ²
Min: (σ_b^* ; $\sigma_{amm\ tir}$) = $\sigma_b =$		2,082	daN/cm ²

$N_{b1} > N_{SLU}$, la verifica è soddisfatta

Verifica dei tirafondi a taglio e trazione

Combinazione 1) SLU (Vento)

Sollecitazioni agenti:

Trazione $F_{t,Rd} = N_{SLU}(\text{tirafondo}) = 36.1 \text{ kN}$

Taglio $F_{v,Rd} = T_{SLU} / 4 = 18.75 \text{ kN} / 4 = 4.05 \text{ kN}$

Resistenze di calcolo (M20):

$F_{t,Rd} = 0.9 \cdot f_{tb} \cdot A_{Res} / \gamma_{M2} = 0.9 \cdot 800 \cdot 251 / 1.25 = 144 \text{ kN}$

$F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{tb} \cdot A_{Res} / \gamma_{M2} = 0.6 \cdot 800 \cdot 251 / 1.25 = 96 \text{ kN}$

Si verifica che:

$$\frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd} \cdot 1.4} + \frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} = \frac{36.1}{144 \cdot 1.4} + \frac{4.1}{96} = 0.22 < 1$$

La verifica è soddisfatta.

Combinazione 2) SLU (Neve din.)

Sollecitazioni agenti:

Trazione $F_{t,Rd} = N_{SLU}(\text{tirafondo}) = 31.3\text{kN}$

Taglio $F_{v,Rd} = T_{SLU}/6 = 18.75\text{kN}/6 = 3.13\text{kN}$

Resistenze di calcolo (M20):

$F_{t,Rd} = 0.9 * f_{tb} * A_{Res} / \gamma_{M2} = 0.9 * 800 * 251 / 1.25 = 144\text{kN}$

$F_{v,Rd} = 0.6 * f_{tb} * A_{Res} / \gamma_{M2} = 0.6 * 800 * 251 / 1.25 = 96\text{kN}$

Si verifica che:

$$\frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd} \cdot 1.4} + \frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} = \frac{31.3}{144 \cdot 1.4} + \frac{3.1}{96} = 0.19 < 1$$

La verifica è soddisfatta.

Saldatura profilo-piastra

Di seguito si riportano le verifiche di resistenza della saldatura nella sezione di base montante (attacco montante-piastra di base).

A favore di sicurezza le intere sollecitazioni flettenti e taglianti vengono assegnate al solo profilato del montante, prescindendo dal beneficio inerziale prodotto dai fazzoletti di irrigidimento.

Profilato metallico: HEB160 Tipo di acciaio: S275

Spess. ala: $e=13.0\text{mm}$ Spess. anima: $s_a=8.0\text{mm}$ $A = 54.3\text{cm}^2$ $W_x = 311.0\text{cm}^3$

Cordoni di saldatura presso ala (sezione di gola): $s_{\text{gola-ala}} = 2 * 10.0 * 0.7 = 14.0\text{mm} (>e)$

Cordoni di saldatura presso anima (sezione di gola): $s_{\text{gola-anima}} = 2 * 8.0 * 0.7 = 11.2\text{mm} (>s_a)$

Le caratteristiche inerziali della saldatura nella sezione di base montante sono migliori di quelle del profilato, pertanto a favore di sicurezza le tensioni sui cordoni vengono assunte pari a quelle calcolate per la sezione del montante.

Combinazione 1) SLU (Vento)

$N_{SLU} = 238\text{daN}$

$T_{SLU} = 1620\text{daN}$

$M_{SLU} = 3240\text{daNm}$

Risulta quindi:

$n_{\perp} = N/A + M/W_x = 238\text{daN}/54.3\text{cm}^2 + 32400\text{daN} \cdot \text{cm}/311\text{cm}^3 = 1046\text{daN}/\text{cm}^2$

$t_{\perp} = T/(h_a * s_a) = 1620\text{daN}/(16\text{cm} * 0.8\text{cm}) = 126\text{daN}/\text{cm}^2$

$t_{\parallel} = 0$

Verifiche dei cordoni di saldatura

Si verifica che sia:

1. $(n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2 + t_{\parallel}^2)^{0.5} \leq \beta_1 * f_{yk}$
2. $|n_{\perp}| + |t_{\perp}| \leq \beta_2 * f_{yk}$

con:

$\beta_1 = 0.70$ per acciaio S275-S355

$\beta_2 = 0.85$ per acciaio S275-S355

Nel caso in esame:

1. $((n_{\perp})^2 + (t_{\perp})^2)^{0.5} = 1053 \text{ daN/cm}^2 = 105.3 \text{ N/mm}^2 < \beta_1 * f_{yk} = 0.70 * 275 = 192 \text{ N/mm}^2$
2. $|n_{\perp}| + |t_{\perp}| = 1172 \text{ g/cm}^2 = 117.2 \text{ N/mm}^2 < \beta_2 * f_{yk} = 0.85 * 275 = 233 \text{ N/mm}^2$

Pertanto le verifiche sono soddisfatte.

Combinazione 2) SLU (Neve din.)

$N_{SLU} = 238 \text{ daN}$

$T_{SLU} = 1875 \text{ daN}$

$M_{SLU} = 2813 \text{ daNm}$

Risulta quindi:

$n_{\perp} = N/A + M/W_x = 238 \text{ daN} / 54.3 \text{ cm}^2 + 281300 \text{ daN*cm} / 311 \text{ cm}^3 = 908 \text{ daN/cm}^2$

$t_{\perp} = T / (h_a * s_a) = 1875 \text{ daN} / (16 \text{ cm} * 0.8 \text{ cm}) = 146 \text{ daN/cm}^2$

$t_{\parallel} = 0$

Verifiche dei cordoni di saldatura

Si verifica che sia:

1. $(n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2 + t_{\parallel}^2)^{0.5} \leq \beta_1 * f_{yk}$
2. $|n_{\perp}| + |t_{\perp}| \leq \beta_2 * f_{yk}$

con:

$\beta_1 = 0.70$ per acciaio S275-S355

$\beta_2 = 0.85$ per acciaio S275-S355

Nel caso in esame:

1. $((n_{\perp})^2 + (t_{\perp})^2)^{0.5} = 919 \text{ daN/cm}^2 = 91.9 \text{ N/mm}^2 < \beta_1 * f_{yk} = 0.70 * 275 = 192 \text{ N/mm}^2$
2. $|n_{\perp}| + |t_{\perp}| = 1054 \text{ daN/cm}^2 = 105.5 \text{ N/mm}^2 < \beta_2 * f_{yk} = 0.85 * 275 = 233 \text{ N/mm}^2$

Pertanto le verifiche sono soddisfatte.

Verifica a flessione piastra di base

Si considera una striscia unitaria di piastra sottoposta ad un carico p pari alla tensione di compressione media sul calcestruzzo

$$p = \sigma_c / 2 = 4.8 \text{ N/mm}^2 / 2 = 2.4 \text{ N/mm}^2.$$

Si considera per la piastra uno schema di calcolo di trave appoggiata (in corrispondenza dei fazzoletti), con 2 sbalzi laterali, di lunghezza $l = 138 \text{ mm}$.

Momento massimo piastra.

$$M = p \cdot l^2 / 2 = 2.4 \text{ N/mm}^2 \cdot (138 \text{ mm})^2 / 2 = 22853 \text{ Nmm}$$

Caratteristiche sezione di verifica:

$$b = 1.0 \text{ mm}$$

$$h = 20.0 \text{ mm}$$

$$W_{\text{elast}} = bh^2 / 6 = 66.7 \text{ mm}^3$$

$$W_{\text{plast}} = 1.5 W_{\text{elast}} = 100 \text{ mm}^3$$

$$\sigma_s = M / W_{\text{plast}} = 22853 \text{ Nmm} / 100 \text{ mm}^3 = 229 \text{ N/mm}^2 < f_{yk} / \gamma_{M0} = 275 / 1.05 = 262 \text{ N/mm}^2$$

La verifica è soddisfatta.

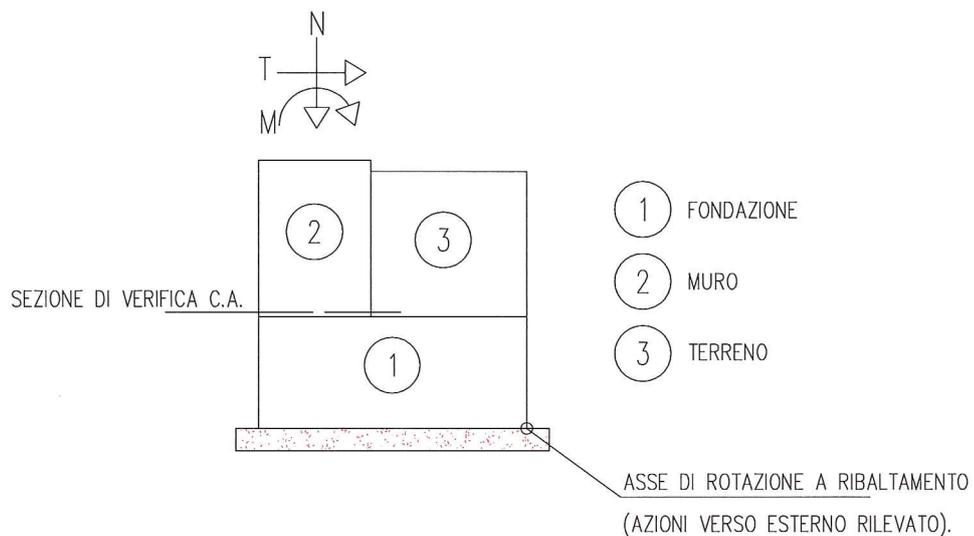
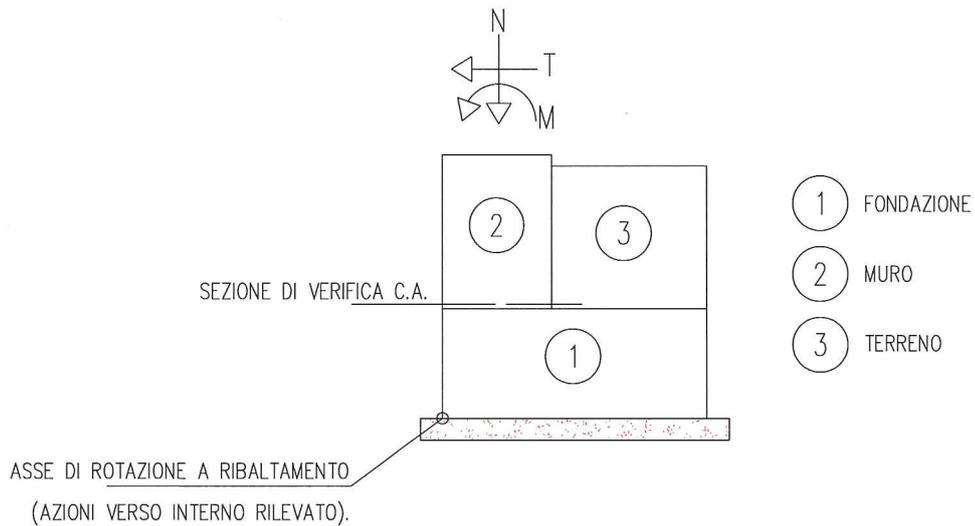
6.2.5 VERIFICA DELLE FONDAZIONI

Le fondazioni delle barriere acustiche sono superficiali e continue con sezione ad L. Per le verifiche si adottano i criteri indicati nel D.M. 11 Marzo 1988.

Caratteristiche fondazione

Larghezza base 1.25m
Spessore base 0.55m
Altezza muro 0.70m
Spessore muro 0.55m
Approfondimento 1.25m

Verifiche a ribaltamento e scorrimento



Dati barriera	PVB3	
Altezza barriera	4.0	m
Altezza duna	0.0	m
Interasse montanti	3.0	m
Peso montante	42.6	kg/m
Peso pannello	60.0	kg/m ²
Pressione vento	90.0	kg/m ²
Risultante Neve dinamica	1250.0	kg
Braccio risultante neve dinamica	1.5	m

Dati terreno

Angolo di attrito	26	°
Coesione	1	kPa
Coesione non drenata	10	kPa

Dimensioni pianta fondazioni

larghezza	1.25	m
lunghezza	3.00	m
Spessore fondazione	0.55	m
Approfondimento fondazione	1.25	m

Calcolo contributi	B(m)	H(m)	L(m)	γ (kN/m ³)	P(kN)	MOMENTI STABILIZZANTI (RIBALTAMENTO LATO ESTERNO RILEVATO)		MOMENTI STABILIZZANTI (RIBALTAMENTO LATO INTERNO RILEVATO)		MOMENTI RISPETTO BARICENTRO FONDAZIONI (AZIONI VERSO ESTERNO RILEVATO)		MOMENTI RISPETTO BARICENTRO FONDAZIONI (AZIONI VERSO INTERNO RILEVATO)	
						braccio (m)	M(kNm)	braccio (m)	M(kNm)	braccio (m)	M(kNm)	braccio (m)	M(kNm)
Montante + Pannelli	-	-	-	-	8.90	0.98	8.68	0.28	2.45	-0.35	-3.12	0.35	3.12
Blocco1 (Fondazione)	1.25	0.55	3.00	25.00	51.56	0.63	32.23	0.63	32.23	0.00	0.00	0.00	0.00
Blocco2 (Muro)	0.55	0.70	3.00	25.00	28.88	0.98	28.15	0.28	7.94	-0.35	-10.11	0.35	10.11
Blocco3 (Terreno)	0.70	0.70	3.00	19.00	27.93	0.35	9.78	0.90	25.14	0.28	7.68	-0.28	-7.68
Totale					117.27		78.84		67.75		-5.54		5.54

CONDIZIONE DI CARICO - VENTO VERSO ESTERNO RILEVATO
VERIFICHE A RIBALTAMENTO E SCORRIMENTO
Verifica a ribaltamento

Momento stabilizzante	78.8 kNm
Momento ribaltante	35.1 kNm
Fattore di sicurezza	2.2 > 1.5 - Verifica soddisfatta

Verifica a scorrimento (Condizioni drenate)

Contributo attrito terreno	57.2 kN
Contributo coesione terreno	2.2 kN
Resistenza allo scorrimento	59.4 kN
Azione	10.8 kN
Fattore di sicurezza	5.5 > 1.3 - Verifica soddisfatta

Azioni alla base del Montante

N=	8.90 kN
T=	10.80 kN
M=	21.60 kNm

Azioni rispetto al baricentro della fondazione

N=	117.27 kN
T=	10.80 kN
M=	29.56 kNm
e=M/N=	0.25 m

Azioni alla base del Muro

N=	37.78 kN
T=	10.80 kN
M=	29.16 kNm

**CONDIZIONE DI CARICO - VENTO VERSO INTERNO RILEVATO
VERIFICHE A RIBALTAMENTO E SCORRIMENTO**

Verifica a ribaltamento

Momento stabilizzante	67.8 kNm
Momento ribaltante	35.1 kNm
Fattore di sicurezza	1.9 >1.5 - Verifica soddisfatta

Verifica a scorrimento (Condizioni drenate)

Contributo attrito terreno	57.2 kN
Contributo coesione terreno	1.7 kN
Resistenza allo scorrimento	58.9 kN
Azione	10.8 kN
Fattore di sicurezza	5.5 >1.3 - Verifica soddisfatta

Azioni alla base del Montante

N=	8.90 kN
T=	10.80 kN
M=	21.60 kNm

Azioni rispetto al baricentro della fondazione

N=	117.27 kN
T=	10.80 kN
M=	40.64 kNm
e=M/N=	0.35 m

Azioni alla base del Muro

N=	37.78 kN
T=	10.80 kN
M=	29.16 kNm

CONDIZIONI DI CARICO - NEVE DINAMICA

VERIFICHE A RIBALTAMENTO E SCORRIMENTO

Verifica a ribaltamento

Momento stabilizzante	78.8 kNm
Momento ribaltante	34.4 kNm
Fattore di sicurezza	2.3 >1.5 - Verifica soddisfatta

Verifica a scorrimento (Condizioni drenate)

Contributo attrito terreno	57.2 kN
Contributo coesione terreno	2.3 kN
Resistenza allo scorrimento	59.5 kN
Azione	12.5 kN
Fattore di sicurezza	4.8 >1.3 - Verifica soddisfatta

Azioni alla base del Montante

N=	8.90 kN
T=	12.50 kN
M=	18.75 kNm

Azioni rispetto al baricentro della fondazione

N=	117.27 kN
T=	12.50 kN
M=	28.83 kNm
e=M/N=	0.25 m

Azioni alla base del Muro

N=	37.78 kN
T=	12.50 kN
M=	27.50 kNm

Le verifiche sono soddisfatte.

6.2.6 VERIFICA CAPACITÀ PORTANTE DEL TERRENO

CONDIZIONE DI CARICO - VENTO VERSO ESTERNO RILEVATO

Condizioni drenate

DATI DI INPUT

Larghezza della fondazione	1.25 m
Lunghezza della fondazione	3.00 m
Approfondimento della fondazione	1.25 m
Inclinazione della base	0.00 °
Sforzo normale	117.27 kN
Taglio in direzione larghezza	10.80 kN
Taglio in direzione lunghezza	0.00 kN
Mom. flett. in direzione larghezza	29.56 kNm
Mom. flett. in direzione lunghezza	0.00 kNm
Angolo di attrito del terreno	26.00 °
Coesione drenata	1.00 kPa
Peso specifico totale del terreno	19.00 kN/mc
Peso specifico immerso del terreno	9.00 kN/mc
Profondità della falda dal piano di campagna	1.30 m
Pressione in superficie	0.00 kPa
Pressione al piano di posa delle fondazioni	23.75 kPa
Eccentricità in direzione larghezza	0.25 m
Eccentricità in direzione lunghezza	0.00 m
Larghezza ridotta	0.75 m
Lunghezza ridotta	3.00 m
Coefficiente di sicurezza	3.00

RISULTATI

		Termine di superficie 0.5*γ*B= 7.09	Termine di coesione c'= 1.00	Termine di profondità q'= 23.75
fattori:				
di capacità portante	N	12.54	22.25	11.85
di forma	s	0.90	1.13	1.12
di approfondimento	d		1.35	1.32
di incl. del carico	i	0.77	0.83	0.85
di incl. della base	b	1.00	1.00	1.00
		<u>61.70</u>	<u>28.24</u>	<u>351.97</u>
Pressione limite=		441.91 kPa	Carico limite=	988.87 kN
Pressione di calcolo=		52.41 kPa	Carico di progetto=	117.27 kN
Coefficiente di sicurezza		8.4 >3 - Verifica OK	Coefficiente di sicurezza	8.4 >3 - Verifica OK

CONDIZIONE DI CARICO - VENTO VERSO INTERNO RILEVATO
Condizioni drenate
DATI DI INPUT

Larghezza della fondazione	1.25 m
Lunghezza della fondazione	3.00 m
Approfondimento della fondazione	1.25 m
Inclinazione della base	0.00 °
Sforzo normale	117.27 kN
Taglio in direzione larghezza	10.80 kN
Taglio in direzione lunghezza	0.00 kN
Mom. flett. in direzione larghezza	40.64 kNm
Mom. flett. in direzione lunghezza	0.00 kNm
Angolo di attrito del terreno	26.00 °
Coesione drenata	1.00 kPa
Peso specifico totale del terreno	19.00 kN/mc
Peso specifico immerso del terreno	9.00 kN/mc
Profondità della falda dal piano di campagna	1.30 m
Pressione in superficie	0.00 kPa
Pressione al piano di posa delle fondazioni	23.75 kPa
Eccentricità in direzione larghezza	0.35 m
Eccentricità in direzione lunghezza	0.00 m
Larghezza ridotta	0.56 m
Lunghezza ridotta	3.00 m
Coefficiente di sicurezza	3.00

RISULTATI

		Termine di superficie $0.5 \cdot \gamma \cdot B =$	Termine di coesione $c' =$	Termine di profondità $q' =$
		5.29	1.00	23.75
fattori:				
di capacità portante	N	12.54	22.25	11.85
di forma	s	0.93	1.10	1.09
di approfondimento	d		1.39	1.35
di incl. del carico	i	0.77	0.83	0.84
di incl. della base	b	1.00	1.00	1.00
		<u>47.04</u>	<u>28.04</u>	<u>349.83</u>
Pressione limite=		424.92 kPa	Carico limite=	709.87 kN
Pressione di calcolo=		70.20 kPa	Carico di progetto=	117.27 kN
Coefficiente di sicurezza		6.1 >3 - Verifica OK	Coefficiente di sicur	6.1 >3 - Verifica OK

CONDIZIONI DI CARICO - NEVE DINAMICA
Condizioni drenate
DATI DI INPUT

Larghezza della fondazione	1.25 m
Lunghezza della fondazione	3.00 m
Approfondimento della fondazione	1.25 m
Inclinazione della base	0.00 °
Sforzo normale	117.27 kN
Taglio in direzione larghezza	12.50 kN
Taglio in direzione lunghezza	0.00 kN
Mom. flett. in direzione larghezza	28.83 kNm
Mom. flett. in direzione lunghezza	0.00 kNm
Angolo di attrito del terreno	26.00 °
Coesione drenata	1.00 kPa
Peso specifico totale del terreno	19.00 kN/mc
Peso specifico immerso del terreno	9.00 kN/mc
Profondità della falda dal piano di campagna	1.30 m
Pressione in superficie	0.00 kPa
Pressione al piano di posa delle fondazioni	23.75 kPa
Eccentricità in direzione larghezza	0.25 m
Eccentricità in direzione lunghezza	0.00 m
Larghezza ridotta	0.76 m
Lunghezza ridotta	3.00 m
Coefficiente di sicurezza	3.00

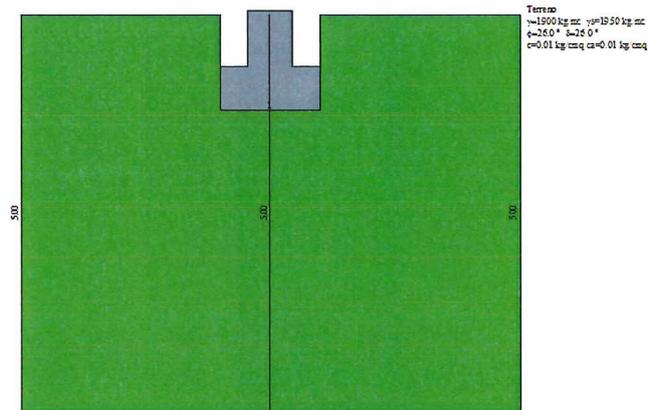
RISULTATI

		Termine di superficie $0.5 \cdot \gamma \cdot B =$	Termine di coesione $c' =$	Termine di profondità $q' =$
		7.20	1.00	23.75
fattori:				
di capacità portante	N	12.54	22.25	11.85
di forma	s	0.90	1.13	1.12
di approfondimento	d		1.34	1.32
di incl. del carico	i	0.74	0.81	0.82
di incl. della base	b	1.00	1.00	1.00
		59.99	27.40	342.50
Pressione limite=		429.89 kPa	Carico limite=	977.91 kN
Pressione di calcolo=		51.55 kPa	Carico di progetto=	117.27 kN
Coefficiente di sicurezza		8.3 >3 - Verifica OK	Coefficiente di sicurezza	8.3 >3 - Verifica OK

Le verifiche sono soddisfatte.

6.2.7 CALCOLO CEDIMENTI DEL TERRENO

Il calcolo viene effettuato con l'ausilio del software di calcolo CARL - Aztec Informatica.



Descrizione terreni e falda

Caratteristiche fisico-meccaniche

Simbologia adottata

<i>Descrizione</i>	Descrizione terreno
γ	Peso di volume del terreno espresso in [kg/mc]
γ_{sat}	Peso di volume saturo del terreno espresso in [kg/mc]
ϕ	Angolo di attrito interno del terreno espresso in gradi
δ	Angolo di attrito palo-terreno espresso in gradi
c	Coesione del terreno espressa in [kg/cm ²]
ca	Adesione del terreno espressa in [kg/cm ²]

Descrizione	γ	γ_{sat}	ϕ	δ	c	ca
Terreno	1900.0	1950.0	26.00	26.00	0.010	0.010

Caratteristiche di deformabilità

Simbologia adottata

<i>Descr</i>	Descrizione terreno
E_{ed}	Modulo edometrico espresso in [kg/cm ²]

Descr	E_{ed}
Terreno	100.94

Condizioni di carico

Simbologia e convenzioni di segno adottate

Carichi verticali positivi verso il basso.
 Carichi orizzontali positivi verso sinistra.
 Momento positivo senso antiorario.

<i>Fondazione</i>	Nome identificativo della fondazione
<i>N</i>	Sforzo normale totale espressa in [kg]
<i>Mx</i>	Momento in direzione X espressa in [kgm]
<i>My</i>	Momento in direzione Y espresso in [kgm]
<i>ex</i>	Eccentricità del carico lungo X espressa in [m]
<i>ey</i>	Eccentricità del carico lungo Y espressa in [m]
<i>β</i>	Inclinazione del taglio nel piano espressa in [°]
<i>T</i>	Forza di taglio espressa in [kg]

Condizione n° 1 (vento esterno) [VARIABLE]

Fondazione	N	Mx	My	ex	ey	β	T
Fondazione	11727.0	0.0	2956.0	0.3	0.0	90.0	1080.0

Condizione n° 2 (Vento interno) [VARIABLE]

Fondazione	N	Mx	My	ex	ey	β	T
Fondazione	11727.0	0.0	4064.0	0.3	0.0	90.0	1080.0

Condizione n° 3 (neve din) [VARIABLE]

Fondazione	N	Mx	My	ex	ey	β	T
Fondazione	11727.0	0.0	2883.0	0.2	0.0	90.0	1250.0

Cedimenti

Il calcolo dei cedimenti è stato eseguito con il metodo Edometrico utilizzando il modulo edometrico.

Per il calcolo dei cedimenti è stata impostata un'altezza dello strato compressibile pari a: 5.00 [m]

Cedimento complessivo

Simbologia adottata

<i>Comb</i>	Identificativo della combinazione
<i>w_f</i>	cedimento finale espresso in [cm]
<i>H</i>	spessore strato compressibile espresso in [m]
<i>X</i>	coordinata X punto di calcolo cedimento espressa in [m]
<i>Y</i>	coordinata Y punto di calcolo cedimento espressa in [m]

Fondazione

Comb	w _f	H	X	Y
1	0.62	6.20	0.25	0.00
2	0.69	6.20	0.35	0.00
3	0.62	6.20	0.25	0.00

Il cedimento risulta quindi pari a **0.69cm** per la condizione di carico più sfavorevole.

6.2.8 VERIFICA ARMATURA FONDAZIONE

Si effettuano le verifiche nella sezione di base del muro.

Le sollecitazioni sono riferite ad una larghezza del muro di 3,00m (pari all'interasse montanti). Ipotizzando una diffusione a 45° delle azioni, si ottiene una base collaborante di larghezza $l=1.80m$:
 $l=l_{piastra}+2*h_{muro}=0.40m+2*0.70m=1.80m$.

Verifica a Pressoflessione (SLU)

Azioni alla base del muro (SLU)

$$N_{SLU}=56.67kN$$

$$M_{SLU}=43.74kNm$$

Caratteristiche sezione resistente

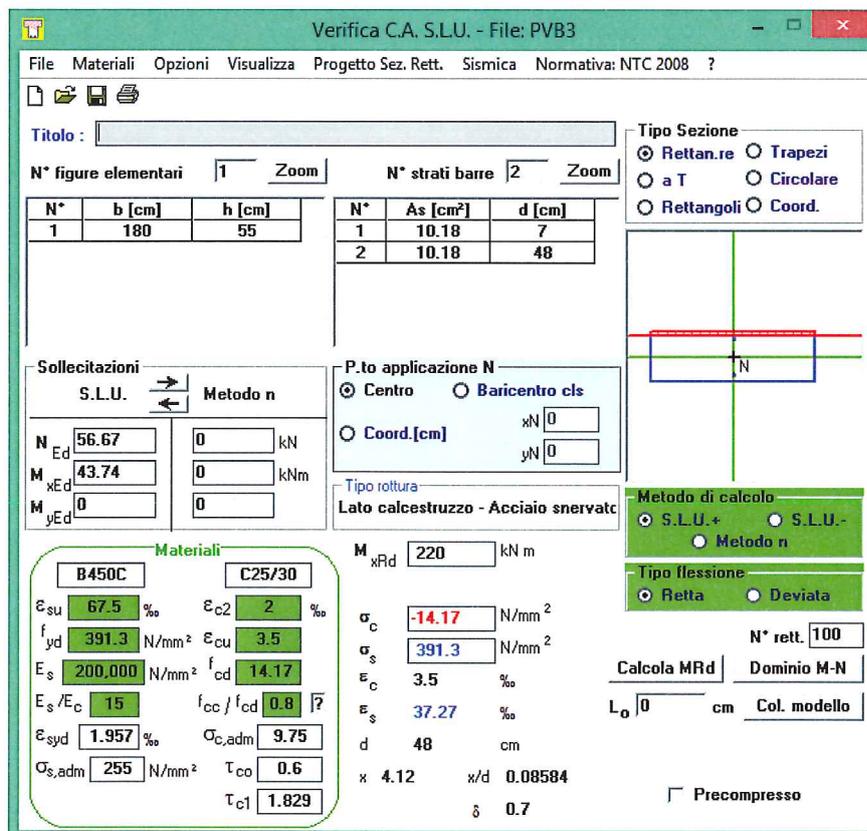
Larghezza 1.80m

Altezza 0.55m

Copriferro 7.4cm

$$A_s=A's=1\phi 12/20cm*1.80m=1.13*180/20=10.18cm^2$$

La verifica viene svolta con l'ausilio del programma VCA-SLU e risulta soddisfatta.



Verifica C.A. S.L.U. - File: PVB3

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	180	55	1	10.18	7
			2	10.18	48

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
M_{xEd} kNm
M_{yEd} kNm

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN
yN

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

Materiali
 B450C C25/30
 ϵ_{su} % ϵ_{c2} %
 f_{yd} N/mm² ϵ_{cu} %
 E_s N/mm² f_{cd} N/mm²
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} $\bar{\rho}$
 ϵ_{syd} % $\sigma_{c,adm}$ N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ N/mm² τ_{co} N/mm²
 τ_{c1} N/mm²

M_{xRd} kN m
 σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_c %
 ϵ_s %
d cm
x x/d
 δ

Calcola MRd | Dominio M-N
L₀ cm Col. modello
 Precompresso

Verifica a Fessurazione

Azioni alla base del muro (Rara)

N=37.78kN

M=29.16kNm

Caratteristiche dei materiali			
Coefficiente di omogeneizzazione	n =	15	
Classe cls	R _{ck} =	30	N/mm ²
Modulo elastico acciaio	E _s =	2.1E+05	N/mm ²
Caratteristiche geometriche della sezione			
Altezza	H =	55	cm
Larghezza	B =	180	cm
Area acciaio teso	A _s =	10.20	cm ²
Copriferro baricentro acciaio teso	c _s =	7.4	cm
Area acciaio compresso	A' _s =	10.2	cm ²
Copriferro baricentro acciaio compresso	c' _s =	7.4	cm
Ricoprimento barre più esterne tese	c =	6.8	cm
Ricoprimento barre più interne tese	c+S =	6.8	cm
Diametro massimo barre tese	Φ =	1.1	cm
Sezione non fessurata: formazione fessure			
Momento flettente in condizioni di esercizio	M _{es} =	29.16	kNm
Sforzo assiale in condizioni di esercizio	N _{es} =	-37.80	kN
Rapporto sforzo normale/momento	res =	-0.0130	cm ⁻¹
Resistenza media a trazione semplice del cls	f _{ctm} =	2.56	N/mm ²
Resistenza limite per formazione fessure	σ _t =	2.13	N/mm ²
Distanza baricentro da lembo compresso	x _g =	27.50	cm
Modulo di resistenza non fessurato	W _{sr} =	95246	cm ³
Momento di formazione delle fessure	M _{ff} =	203.04	kNm
Trazione nel cls prodotta da M _{es} ed N _{es}	σ _{ct} =	0.27	N/mm ² < sigmat

Non si formano le fessure, la verifica è soddisfatta

Verifica a Taglio

La verifica viene effettuata per elementi sprovvisti di armature trasversali resistenti al taglio.

$T_{sLU} = 18.75 \text{ kN}$

	V_{Ed}	18.75	kN
	N_{Ed}	47.73	kN
	R_{ck}	30	N/mm^2
	f_{ck}	24.9	N/mm^2
	$\gamma_c =$	1.5	
	f_{cd}	14.1	
Geometria cls	b_w	1800	mm
	h	550	mm
	c	74	mm
	d	476	mm
Geometri a acciaio	f	12	mm
	n°	9	
	A_{sl}	1017.36	mm^2
	β	0.001	
	σ_{cp}	0.0	N/mm^2
	k	1.6482	
	v_{min}	0.3696	
		199.53	kN
		258.27	kN
	V_{rd}	258.27	kN
SEZIONE VERIFICATA A TAGLIO			

La verifica è soddisfatta.

6.1 BARRIERA DI MITIGAZIONE PV-B1

Nel presente paragrafo viene analizzata la tipologia strutturale PV-B1 secondo lo schema riportato di seguito e sulle tavole esecutive. Per maggiori dettagli si rimanda alle relazioni geotecniche.

La barriera PV-B1 è costituita da una duna di terra realizzata a strati sovrapposti di 30 cm compattati e regolarizzati.



Di seguito si riporta la classificazione dei materiali utilizzati nella modellazione geotecnica e secondo quanto specificato sull'indagine geologica:

Terreno:

Classificazione: Incoerente

- Peso specifico del terreno naturale: $\gamma = 1900.00$ daN/mc
- Peso specifico del terreno saturo: $\gamma_{\text{sat}} = 1950.00$ daN/mc

Parametri plastici:

- Angolo di attrito efficace: $\phi' = 26.00$ grad
- Coesione efficace: $c' = 100.00$ daN/mq

La verifica alla stabilità di una scarpata è ottenuta attraverso il calcolo del coefficiente di sicurezza (F_s) inteso come rapporto fra le forze stabilizzanti e quelle instabilizzanti.

Dette forze derivano dai parametri geotecnici, dalla geometria del profilo topografico, dalla conformazione dei vari strati e dalle azioni esterne.

I calcoli si eseguono in corrispondenza di determinate porzioni dell'ammasso, nelle quali si può, responsabilmente, ipotizzare l'insorgenza di superfici di scorrimento.

Il rapporto di queste forze, come precedentemente affermato, definisce il coefficiente di sicurezza che, in condizioni di stabilità, deve risultare maggiore dell'unità (stato di equilibrio limite).

E' giusto pertanto accertare, specialmente nel caso di ubicazione nella zona di nuovi insediamenti, che tale parametro risulti superiore al limite anzidetto con un margine di sicurezza sufficientemente elevato (la normativa italiana impone $F_s > 1,30$).

In aderenza a quanto precedentemente esposto si procederà alla verifica del pendio in esame con la metodologia semplificata di Bishop:

Parametri Geotecnici		
γ	19	[KN/m ³]
c'	1	[KN/m ²]
ϕ'	26	[°]
Cu	10	[KN/m ²]

Incl. Pend. α	32	[°]
Altezza pendio	3.5	[m]

Falda	Assente
Terreno	Grana fina

Raggio	2.5	[m]
Centro		
CX		CY
1.20		2.12

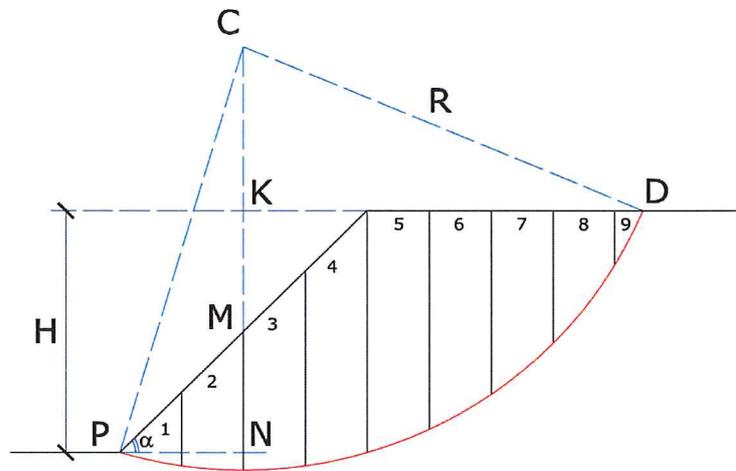
Sovraccarico	Assente
--------------	---------

concio	b	h_{med}	W	β	$\sin\beta$	$\cos\beta$	$W\sin\beta$	$W\cos\beta$	$l = b/\cos\beta$	Q_{amm}	u	ul	$W\cos\beta - ul$	ΣT	ΣN
n.	[m]	[m]	[KN/m]	[°]	[°]	[°]	[KN/m]	[KN/m]	[m]	[KN/m ²]	[Kpa]	[KN/m]	[KN/m]	[KN/m]	[KN/m]
1	0.2	0.30	0.56	-26	-0.433	0.9015	-0.24	0.51	0.22	0.00	0	0	0.51	-0.24	0.51
2	0.2	0.50	1.51	0	0	1	0.00	1.51	0.20	0.00	0	0	1.51	0.00	1.51
3	0.2	0.68	2.24	-33	-0.55	0.8349	-1.23	1.87	0.24	0.00	0	0	1.87	-1.23	1.87
4	0.2	0.85	2.91	-30	-0.493	0.8698	-1.43	2.53	0.23	0.00	0	0	2.53	-1.43	2.53
5	0.2	1.93	5.29	-26	-0.434	0.901	-2.29	4.76	0.22	0.00	0	0	4.76	-2.29	4.76
6	0.2	1.94	7.37	-22	-0.371	0.9285	-2.74	6.84	0.22	0.00	0	0	6.84	-2.74	6.84
7	0.2	1.93	7.37	-18	-0.306	0.9521	-2.25	7.01	0.21	0.00	0	0	7.01	-2.25	7.01
8	0.2	1.91	7.30	-14	-0.236	0.9717	-1.73	7.10	0.21	0.00	0	0	7.10	-1.73	7.10
9	2.07	-0.18	37.58	76	0.9682	0.2501	36.38	9.40	8.28	0.00	0	0	9.40	36.38	9.40
								24.47	41.53	10.02	0.00	0			41.53
														24.47	41.53

Legenda	
b	larghezza del concio da impostare
h	altezza del concio
W	peso della porzione di terreno
β	inclinazione del concio rispetto all'orizzontale
l	larghezza reale del concio
u	pressioni neutre
Q_{amm}	sovraccarico
ΣT	sommatoria sforzi instabilizzanti
ΣN	sommatoria sforzi stabilizzanti

Coeff. Di Sicurezza	
Fs	1.48

Equilibrio Limite



7 GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITÀ DEI RISULTATI

La gran parte delle calcolazioni è stata effettuata mediante fogli di calcolo autoprodotti ed ampiamente testati.

Per la parte eseguita con l'ausilio di specifici software di calcolo (SAP2000), data la semplicità degli schemi statici delle strutture in oggetto, si è provveduto a verificare la bontà dei risultati ottenuti con l'ausilio delle note formule della Scienza delle Costruzioni.

Per quanto riguarda invece le verifiche dell'armatura si è preferito utilizzare un verificatore esterno ultra convalidato quale VcaSlu.

L'affidabilità del codice di calcolo (CARL 10.0) e' garantita dall'esistenza di un'ampia documentazione di supporto.

8 CONCLUSIONI

Come si evince da quanto riportato nei paragrafi precedenti, si conclude quindi che per ciascuna tipologia di barriera risultano verificate le strutture metalliche portanti, i collegamenti con le strutture sottostanti, e, quando previste, le strutture fondazionali.

Per i particolari relativi alle carpenterie, alle armature e al sistema di smaltimento delle acque si rimanda ai relativi elaborati grafici di riferimento.