

REGIONE LIGURIA
STAZIONE UNICA APPALTANTE REGIONALE
SEZIONE A.R.T.E. SAVONA



COMUNE DI BALESTRINO

**Manutenzione straordinaria di alloggi siti in via
Provinciale civ. 23 int. 5 e 6**

Manutenzione straordinaria copertura edificio

**Sistemazione spazi esterni con rettifica curva di
via Lucifredi**

Progetto Esecutivo

RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO:

geom. Maurizio Noli

PROGETTISTA:

ing. Paola ANDREOLI

COLLABORATORI:

ELABORATO: Progetto strutturale

TAV. J1 Relazione tecnica del progetto strutturale

TAV. J2 Relazione illustrativa dei materiali

TAV. J3 Relazione di calcolo e relazione sulle fondazioni - muro di sostegno

TAV. J4 Relazione sulla copertura

TAV. J5 Piano di manutenzione delle opere strutturali

ALLEGATO:

J

DATA: Dicembre 2015



Via Aglietto 90 - 17100 Savona tel. 019-84101 fax. 019-8410210

COMUNE DI BALESTRINO

**Manutenzione straordinaria di alloggi siti in via
Provinciale civ. 23 int. 5 e 6**

Manutenzione straordinaria copertura edificio

**Sistemazione spazi esterni con rettifica curva di
via Lucifredi**

Progetto Esecutivo

RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO:

geom. Maurizio Noli

PROGETTISTA:

ing. Paola ANDREOLI

COLLABORATORI:

ELABORATO:

Relazione tecnica del progetto strutturale

Tavola:

J1

DATA: Dicembre 2015

INDICE DEGLI ARGOMENTI TRATTATI

1.	CAPITOLO: DICHIARAZIONE CONGIUNTA COMMITTENTE -PROGETTISTA.....	2
1.1	PREMESSE.....	2
1.2	DESCRIZIONE GENERALE OPERA.....	2
1.3	DESCRIZIONE DELLE CARATTERISTICHE GEOLOGICHE DEL SITO	3
1.4	STATI LIMITE ADOTTATI IN RELAZIONE ALLA PRESTAZIONE ATTESA – CLASSE DELLA COSTRUZIONE - VITA ESERCIZIO - MODELLI DI CALCOLO – TOLLERANZE – DURABILITÀ - PROCEDURE QUALITA' E MANUTENZIONE	3
1.4.1	NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	3
1.4.2	COMBINAZIONI DELLE AZIONI SULLA COSTRUZIONE	4
1.4.3	AZIONI AMBIENTALI E NATURALI	4
1.4.4	DESTINAZIONE D'USO E SOVRACCARICHI VARIABILI DOVUTO ALLE AZIONI ANTROPICHE	5
1.4.5	TOLLERANZE	6
1.4.6	DURABILITÀ.....	7
2.	CAPITOLO: DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO.....	8
2.1	NUOVO MURO DI CONTENIMENTO.....	8
2.2	SOSTITUZIONE ORDITURA SECONDARIA DELLA COPERTURA DEL FABBRICATO	9
3.	CAPITOLO: CRITERI GENERALI DI ANALISI E VERIFICA.....	10
3.1	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	10
3.2	REFERENZE TECNICHE (Cap. 12 D.M. 14.01.2008)	10
3.3	MISURA DELLA SICUREZZA.....	10
3.4	COMBINAZIONI DI CALCOLO	12
3.5	AZIONI SULLA COSTRUZIONE	13
3.5.1	AZIONE SISMICA	13
3.5.2	AZIONI DOVUTE AL VENTO.....	13
3.5.3	NEVE	13
3.5.4	AZIONI ANTROPICHE E PESI PROPRI	13
4.	CAPITOLO: SOFTWARE UTILIZZATI –TIPO DI ELABORATORE.....	14
5.	CAPITOLO: CODICE DI CALCOLO, SOLUTORE E AFFIDABILITA' DEI RISULTATI.....	14
5.1	Valutazione dei risultati e giudizio motivato sulla loro accettabilità	15
6.	CAPITOLO: PRESTAZIONI ATTESE AL COLLAUDO.....	15

1. CAPITOLO: DICHIARAZIONE CONGIUNTA COMMITTENTE - PROGETTISTA

Il sottoscritto ing. Paola Andreoli, funzionario di Arte Savona, iscritta all'Ordine degli Ingegneri della Provincia di Savona (n. albo 1364), nella qualità di progettista delle strutture ed il sottoscritto Maurizio Raineri nato a Savona il 29/01/1967 domiciliato a Savona, via Aglietto 90, tel. 019/84101, c.f. RNR MRZ 67°2914800, in qualità di Amministratore Unico dell'A.R.T.E. di Savona e di committente, al fine di adempiere agli obblighi previsti dal D.M. 14.01.2008 e s.m. ed i., dichiarano sotto la propria responsabilità quanto riportato nel presente capitolo.

1.1 PREMESSE

La presente relazione ha lo scopo di illustrare per sommi capi gli interventi di carattere strutturale inerenti i lavori di manutenzione straordinaria da realizzarsi in corrispondenza dell'immobile di proprietà di ARTE Savona, ubicato nel Comune di Balestrino, in via Provinciale civ. 23.

La parte più tecnica delle analisi dei carichi e del calcolo, nonché la descrizione delle opere di fondazione non saranno approfondite nella presente bensì in fascicoli appositamente dedicati allegati alla presente.

1.2 DESCRIZIONE GENERALE OPERA

I lavori di manutenzione straordinaria in oggetto prevedono due interventi strutturali:

1. In relazione ai lavori di sistemazione delle aree esterne di pertinenza dell'immobile si prevede:
 - demolizione del muro di sostegno in pietra e cemento esistente e rettifica della curva per consentire l'allargamento della pubblica via Lucifredi mediante scavi di sbancamento;
 - realizzazione di nuovo muro di contenimento in calcestruzzo armato rivestito in pietra che verrà raccordato alla parte non demolita.
2. In relazione al rifacimento della copertura a falde dell'immobile individuata al civico 23, oggetto d'appalto, a causa delle numerose infiltrazioni presenti negli alloggi dell'ultimo piano si prevede:
 - Demolizione del manto di copertura esistente realizzato con tegole tipo marsigliese;
 - Demolizione del pattame realizzato in tavolato ligneo;
 - Sostituzione dei travetti lignei esistenti con travetti in tralicci metallici prefabbricati di altezza precalcolata, zincati a caldo ed assemblati in opera esclusivamente a mezzo di bulloni ed appositi elementi di giunzione e di sostegno, posti ad interasse predefinito (passo 80 cm) e predisposti con elementi di aggancio superiore.
 - L'orditura principale esistente in cemento armato (trave di colmo e travi di gronda, pilastri portanti) verrà mantenuta in opera.
 - Posa di pannello monolitico portante e isolante per coperture a falde (tipo per coperture a tegole dello spessore di 60 mm), costituito da schiuma poluretanica rigida a celle chiuse rivestito da lamina di alluminio goffrato e corredato da un correntino portategola o lastra preforata convenientemente protetto contro l'ossidazione.

- Realizzazione del nuovo manto di copertura con tegole marsigliesi opportunamente legate con filo di ferro zincato, compresi i coppi di colmo.

1.3 DESCRIZIONE DELLE CARATTERISTICHE GEOLOGICHE DEL SITO

L'opera oggetto di progettazione strutturale ricade nel territorio comunale di Balestrino, via Provinciale civ. 23.

Per la caratterizzazione geotecnica si è fatto riferimento alla relazione geologica redatta dal dott. geol. Carlo Civelli, alla quale si rimanda per la descrizione precisa delle caratteristiche geologiche del sito.

L'esatta individuazione del sito è riportata nei grafici di progetto.

1.4 STATI LIMITE ADOTTATI IN RELAZIONE ALLA PRESTAZIONE ATTESA – CLASSE DELLA COSTRUZIONE - VITA ESERCIZIO - MODELLI DI CALCOLO – TOLLERANZE – DURABILITÀ - PROCEDURE QUALITÀ E MANUTENZIONE

1.4.1 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Il calcolo delle opere si è svolta nel rispetto della seguente normativa vigente:

D.M 14.01.2008 - Nuove Norme tecniche per le costruzioni;

Circ. Ministero Infrastrutture e Trasporti 2 febbraio 2009, n. 617 Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008;

Le norme NTC 2008, precisano che la sicurezza e le prestazioni di una struttura o di una parte di essa devono essere valutate in relazione all'insieme degli stati limite che verosimilmente si possono verificare durante la vita normale.

Prescrivono inoltre che debba essere assicurata una robustezza nei confronti di azioni eccezionali.

Le prestazioni della struttura e la vita nominale sono riportati nei successivi tabulati di calcolo della struttura

La sicurezza e le prestazioni saranno garantite verificando gli opportuni stati limite definiti di concerto con il Committente in funzione dell'utilizzo della struttura, della sua vita nominale e di quanto stabilito dalle norme di cui al D.M. 14.01.2008 e s.m. ed i.

In particolare si è verificata :

la sicurezza nei riguardi degli stati limite ultimi (**SLU**) che possono provocare eccessive deformazioni permanenti, crolli parziali o globali, dissesti, che possono compromettere l'incolumità delle persone e/o la perdita di beni, provocare danni ambientali e sociali, mettere fuori servizio l'opera. Per le verifiche sono stati utilizzati i coefficienti parziali relativi alle azioni ed alle resistenze dei materiali in accordo a quanto previsto dal D.M. 14.01.2008 per i vari tipi di materiale. I valori utilizzati sono riportati nel fascicolo delle elaborazioni numeriche allegate.

la sicurezza nei riguardi degli stati limite di esercizio (**SLE**) che possono limitare nell'uso e nella durata l'utilizzo della struttura per le azioni di esercizio. In particolare di concerto con il committente e coerentemente alle norme tecniche si sono definiti i limiti riportati nell'allegato fascicolo delle calcolazioni.

la sicurezza nei riguardi dello stato limite del danno (**SLD**) causato da azioni sismiche con opportuni periodi di ritorno definiti di concerto al committente ed alle norme vigenti per le costruzioni in zona sismica

robustezza nei confronti di opportune azioni accidentali in modo da evitare danni sproporzionati in caso di incendi, urti, esplosioni, errori umani.
 Per quando riguarda le fasi costruttive intermedie la struttura non risulta cimentata in maniera più gravosa della fase finale.

1.4.2 COMBINAZIONI DELLE AZIONI SULLA COSTRUZIONE

Le azioni definite come al § 2.5.1 delle NTC 2008 sono state combinate in accordo a quanto definito al § 2.5.3. applicando i coefficienti di combinazione come di seguito definiti:

1.4.2.1 *Tabella 2.5.1 – Valori dei coefficienti di combinazione*

Categoria/Azione variabile	ψ_{0i}	ψ_{1j}	ψ_{2j}
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $\leq 0,7$	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $> 0,7$	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza γ_{Gi} e γ_{Qj} utilizzati nelle calcolazioni sono dati nelle NTC 2008 in § 2.6.1, Tab. 2.6.1

1.4.3 AZIONI AMBIENTALI E NATURALI

Si è concordato con il Committente che le prestazioni attese nei confronti delle azioni sismiche siano verificate agli stati limite, sia di esercizio che ultimi individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti.

Gli stati limite di esercizio sono:

- Stato Limite di Operatività (SLO)
- Stato Limite di Danno (SLD)

Gli stati limite ultimi sono:

- Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV)
- Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC)

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportate nella successiva tabella:

Stati Limite P_{VR} :	Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R
Stati limite di SLO	81%

esercizio	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Per la definizione delle forme spettrali (spettri elastici e spettri di progetto), in conformità ai dettami del D.M. 14 gennaio 2008 § 3.2.3. sono stati definiti i seguenti termini:

- Vita Nominale
- Classe d'Uso;
- Categoria del suolo;
- Coefficiente Topografico;
- Latitudine e longitudine del sito oggetto di edificazione

Tali valori sono stati utilizzati da apposita procedura informatizzata sviluppata dalla STS s.r.l., che, a partire dalle coordinate del sito oggetto di intervento, fornisce i parametri di pericolosità sismica da considerare ai fini del calcolo strutturale, riportati nei tabulati di calcolo. Detti valori corrispondono a quelli indicati nella Relazione Geologica a firma del dott. geol. Sergio Restagno.

Si è inoltre concordato che le verifiche delle prestazioni saranno effettuate per le azioni derivanti dalla **neve, dal vento e dalla temperatura** secondo quanto previsto al cap. 3 del DM 14.01.08 e della Circolare del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 2 febbraio 2009 n. 617 per un periodo di ritorno coerente alla classe della struttura ed alla sua vita utile.

Nel caso in specie trattandosi di opere di classe II, gli stati limite da verificare ed il tipo di verifica da effettuare secondo norma sono i seguenti:

Stato Limite di Danno (SLD) con controllo degli spostamenti;

Stato Limite di Salvaguardia (SLV) con verifica di resistenza.

1.4.4 DESTINAZIONE D'USO E SOVRACCARICHI VARIABILI DOVUTO ALLE AZIONI ANTROPICHE

Per la determinazione dell'entità e della distribuzione spaziale e temporale dei sovraccarichi variabili si è fatto riferimento alla tabella del D.M. 14.01.2008 in funzione della destinazione d'uso.

I carichi variabili comprendono i carichi legati alla destinazione d'uso dell'opera; i modelli di tali azioni possono essere costituiti da:

- | | | |
|---------|---|----------------------------|
| 1.4.4.1 | • carichi verticali uniformemente distribuiti | q_k [kN/m ²] |
| 1.4.4.2 | • carichi verticali concentrati | Q_k [kN] |
| 1.4.4.3 | • carichi orizzontali lineari | H_k [kN/m] |

Tabella 3.1.II – Valori dei carichi d'esercizio per le diverse categorie di edifici

Cat.	Ambienti	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]	H_k [kN/m]
A	Ambienti ad uso residenziale. Sono compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi servizi, gli alberghi (ad esclusione delle aree suscettibili di affollamento)	2,00	2,00	1,00
B	Uffici. Cat. B1 Uffici non aperti al pubblico Cat. B2 Uffici aperti al pubblico	2,00 3,00	2,00 2,00	1,00 1,00
C	Ambienti suscettibili di affollamento Cat. C1 Ospedali, ristoranti, caffè, banche, scuole Cat. C2 Balconi, ballatoi e scale comuni, sale convegni, cinema, teatri, chiese, tribune con posti fissi Cat. C3 Ambienti privi di ostacoli per il libero movimento delle persone, quali musei, sale per esposizioni, stazioni ferroviarie, sale da ballo, palestre, tribune libere, edifici per eventi pubblici, sale da concerto, palazzetti per lo sport e relative tribune	3,00 4,00 5,00	2,00 4,00 5,00	1,00 2,00 3,00
D	Ambienti ad uso commerciale. Cat. D1 Negozi Cat. D2 Centri commerciali, mercati, grandi magazzini, libreria...	4,00 5,00	4,00 5,00	2,00 2,00
E	Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale. Cat. E1 Biblioteche, archivi, magazzini, depositi, laboratori manifatturieri Cat. E2 Ambienti ad uso industriale, da valutarsi caso per caso	$\geq 6,00$ —	6,00 —	1,00* —
F-G	Rimesse e parcheggi. Cat. F Rimesse e parcheggi per il transito di automezzi di peso a pieno carico fino a 30 kN Cat. G Rimesse e parcheggi per transito di automezzi di peso a pieno carico superiore a 30 kN: da valutarsi caso per caso	2,50 —	2 x 10,00 —	1,00** —
H	Coperture e sottotetti Cat. H1 Coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione Cat. H2 Coperture praticabili Cat. H3 Coperture speciali (impianti, eliporti, altri) da valutarsi caso per caso	0,50 — —	1,20 — —	1,00 secondo categoria di appartenenza —
* non comprende le azioni orizzontali eventualmente esercitate dai materiali immagazzinati				
** per i soli parapetti o partizioni nelle zone pedonali. Le azioni sulle barriere esercitate dagli automezzi dovranno essere valutate caso per caso				

I valori nominali e/o caratteristici q_k , Q_k ed H_k di riferimento sono riportati nella Tab. 3.1.II. delle NTC 2008. In presenza di carichi verticali concentrati Q_k essi sono stati applicati su impronte di carico appropriate all'utilizzo ed alla forma dell'orizzontamento, in generale con forma dell'impronta di carico quadrata pari a 50 x 50 mm. , salvo che per le rimesse ed i parcheggi, per i quali i carichi si sono applicano su due impronte di 200 x 200 mm, distanti assialmente di 1,80 m.

1.4.5 TOLLERANZE

Nelle calcolazioni si è fatto riferimento ai valori nominali delle grandezze geometriche ipotizzando che le tolleranze ammesse in fase di realizzazione siano conformi alle euronorme EN 1992-1991- EN206 - EN 1992-2005:

Copriferro -5 mm (EC2 4.4.1.3)

Per dimensioni $\leq 150\text{mm} \pm 5\text{ mm}$
Per dimensioni $\approx 400\text{ mm} \pm 15\text{ mm}$
Per dimensioni $\geq 2500\text{ mm} \pm 30\text{ mm}$
Per i valori intermedi con interpolazione lineare.

1.4.6 DURABILITÀ

Per garantire la durabilità della struttura sono state prese in considerazione opportuni stati limite di esercizio (**SLE**) in funzione dell'uso e dell'ambiente in cui la struttura dovrà essere utilizzata limitando sia gli stati tensionali che nel caso delle opere in calcestruzzo anche l'ampiezza delle fessure. La definizione quantitativa delle prestazioni, la classe di esposizione e le verifiche sono stati riportati nel fascicolo delle elaborazioni numeriche allegate.

Inoltre per garantire la durabilità, così come tutte le prestazioni attese, è stata posta adeguata cura nelle previsioni sia nell'esecuzione che nella manutenzione e gestione della struttura prevedendo tutti gli accorgimenti utili alla conservazione delle caratteristiche fisiche e dinamiche dei materiali e delle strutture. La qualità dei materiali e le dimensioni degli elementi sono stati previsti in coerenza con tali obiettivi.

Durante le fasi di costruzione il Direttore dei Lavori si impegna ad implementare severe procedure di controllo sulla qualità dei materiali, sulle metodologie di lavorazione e sulla conformità delle opere eseguite al progetto esecutivo nonché alle prescrizioni contenute nelle "Norme Tecniche per le Costruzioni" DM 14.01.2008. e relative Istruzioni.

IL PROGETTISTA OPERE STRUTTURALI
Ing, Paola Andreoli

IL COMMITTENTE
Maurizio Raineri

2. CAPITOLO: DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO

2.1 NUOVO MURO DI CONTENIMENTO

Per la realizzazione del muro di contenimento sul nuovo tracciato della curva sulla pubblica via verranno realizzati scavi di sbancamento e scavi a sezione.

Gli scavi di sbancamento dovranno essere eseguiti secondo gli elaborati di progetto e le particolari prescrizioni che saranno date all'atto esecutivo dalla Direzione Lavori.

I fronti dello scavo di sbancamento, di altezza compresa tra 2 m e 2,5 m, saranno delineati con una scarpa del 30%; in caso di necessità rilevata dalla Direzione Lavori e dal Coordinatore per la sicurezza in fase di esecuzione, dovranno essere realizzate armature continue con pannelli e montanti metallici infissi al piede nel terreno e puntellati.

Si prevede inoltre uno scavo a sezione per la fondazione del muro di contenimento da eseguirsi presumibilmente in roccia ed uno scavo di spianamento e scortico nell'area a monte del nuovo manufatto di contenimento, per uno spessore di circa 20 cm, previa asportazione della pavimentazione esistente in conglomerato bituminoso.

Per i rinterri da addossarsi al nuovo muro di contenimento si utilizzerà il materiale proveniente dagli scavi stessi, avendo cura di impiegare materie sciolte o ghiaiose, restando vietato l'impiego di quelle argillose e, in generale, di tutte quelle che con l'assorbimento di acqua possano generare spinte.

Nella formazione dei suddetti rinterri e riempimenti dovrà essere usata ogni diligenza perché la loro esecuzione proceda per strati orizzontali di eguale altezza, disponendo contemporaneamente le materie bene sminuzzate con la maggiore regolarità e precauzione, in modo da caricare uniformemente la muratura.

Si provvederà ad un adeguato costipamento delle materie di rinterro affinché, la sua densità si approssimi a quella del materiale originariamente scavato ed in modo da evitare cali o cedimenti successivi.

L'Appaltatore dovrà consegnare l'area retrostante il nuovo muro di contenimento perfettamente piana e regolare secondo le quote indicate in progetto.

Il nuovo muro di sostegno sarà realizzato con conglomerato cementizio classe di resistenza C25/30 con Rck non minore di 30 N/mm², il tutto armato con ferro tipo FeB 450C saldabile, ad aderenza migliorata e controllata in stabilimento.

La Direzione Lavori avrà facoltà di ordinare l'esecuzione del muro di contenimento a campioni, per ragioni di sicurezza in cantiere, senza che ciò dia adito all'Appaltatore di richiedere nessun maggior compenso.

La quota intradossale della fondazione così come le dimensioni di carpenteria e le orditure sono individuate negli elaborati grafici esecutivi allegati.

Dovrà essere realizzato un magrone di fondazione dello spessore minimo di 10 cm; mentre nel paramento si dovranno prevedere adeguati fori per consentire il drenaggio delle acque sotterranee e di infiltrazione, ovvero un tubo drenante (barbacane) ogni 2 m da posizionarsi come indicato negli elaborati grafici esecutivi.

Si prevede il rifacimento del nuovo muro di contenimento in cemento armato a partire dalla scala esistente (anch'essa demolita e ricostruita) per terminare con il ricongiungimento con il muro in pietre e cemento esistente mediante opportuno raccordo.

Tutto il nuovo muro in cemento armato sarà rivestito mediante muratura in pietrame di cava che dovrà essere realizzata con una scarpa uguale a quella della struttura esistente, per garantire anche un adeguato collegamento con il tratto di muro esistente.

Si prevede inoltre la realizzazione di un cordolo in calcestruzzo sulla testa del muro esistente, per consentire la posa della ringhiera e contenere la pavimentazione e l'area verde a monte del muro stesso. Detto cordolo avrà spessore pari a 30 cm ed altezza 20 cm, sarà ordito con 2+2 barre $\Phi 10$ correnti (sovrapposizioni > 50 cm) previo inserimento di monconi $\Phi 12$ ogni 30 cm sfalsati sulla testa del muro esistente per garantire adeguato ancoraggio del cordolo, sigillati con malta additivata con espansivo.

Si prevede inoltre il completo rifacimento della scala esistente; al termine dei rinterri a tergo del nuovo muro di sostegno si procederà alla realizzazione della nuova scala mediante posa di rete elettrosaldada $\Phi 8/15 \times 15$ cm e successivo getto in calcestruzzo con formazione dei gradini.

Nell'area interessata dall'arretramento del muro di contenimento e dall'allargamento della sede stradale si dovrà realizzare la nuova pavimentazione stradale.

I lavori di sistemazioni esterna comprendono inoltre la posa di ringhiera metallica sulla testa di tutto il muro di sostegno (sia la parte nuova che quella esistente sulla via provinciale).

La ringhiera sarà in ferro profilato normale e scatolare, del tipo a disegno semplice, rifiniti con una mano di antiruggine di fondo in cromato di zinco e due mani di smalto ferromicaceo per esterni del colore a scelta della Direzione dei Lavori.

2.2 SOSTITUZIONE ORDITURA SECONDARIA DELLA COPERTURA DEL FABBRICATO

E' prevista la demolizione completa del manto di copertura dell'immobile in tegole marsigliesi, del tavolato ligneo sottostante e dei travetti lignei che costituiscono l'orditura secondaria. L'orditura principale portante costituita da travi in cemento armato verrà lasciata in opera.

In relazione a quanto sopra si dovrà provvedere a tutte le demolizioni, disfacimenti, smontaggi e rimozioni necessari a realizzare le opere secondo gli elaborati progettuali e quanto di intralcio indicato dalla Direzione Lavori.

La copertura dell'edificio sarà realizzata con travetti in traliccio metallico, pacchetto isolante, e manto in tegole marsigliesi.

I travetti lignei esistenti saranno sostituiti da travetti in tralicci metallici prefabbricati di altezza precalcolata, zincati a caldo ed assemblati in opera esclusivamente a mezzo di bulloni ed appositi elementi di giunzione e di sostegno (travetti, ecc..), posti ad interasse predefinito (passo 80 cm) e predisposti con elementi di aggancio superiore. Saranno comprese nella fornitura: listellatura in legno di abete 3x5 disposta verticalmente per la

copertura in pannelli sotto-tegola; trave di colmo sdoppiato con piastre di ancoraggio su trave in c.a.; relazione di calcolo antisismica a firma di tecnico abilitato previa approvazione della DL.; posa e realizzazione di giunzione sia sul colmo che sulla falda, e qualsiasi altro onere per trasporto e messa in opera per dare l'opera finita a regola d'arte. Sarà cura del prefabbricatore e fornitore della struttura metallica proporre il sistema di aggancio migliore per la posa ed il collegamento dei travetti secondari alla'orditura principale esistente in cemento armato. La soluzione proposta sarò valutata dalla Direzioni Lavori.

L'isolante sarò costituito da un pannello monolitico portante e isolante per coperture a falde (tipo per coperture a tegole dello spessore di 60 mm), costituito da schiuma poluretanicca rigida a celle chiuse della densità minima di 38 k/mc, autoestinguente classe o-2 con conducibilità termica minima pari a 0,024 W/m K rivestito da lamina di alluminio goffrato e corredato da un correntino portategola o lastra preforata convenientemente protetto contro l'ossidazione.

Il nuovo manto di copertura sarò realizzato con tegole marsigliesi opportunamente legate con filo di ferro zincato, compresi i coppi di colmo.

3. CAPITOLO: CRITERI GENERALI DI ANALISI E VERIFICA

3.1 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

D.M 14.01.2008 - Nuove Norme tecniche per le costruzioni;
Circ. Ministero Infrastrutture e Trasporti 2 febbraio 2009, n. 617 Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008;

3.2 REFERENZE TECNICHE (Cap. 12 D.M. 14.01.2008)

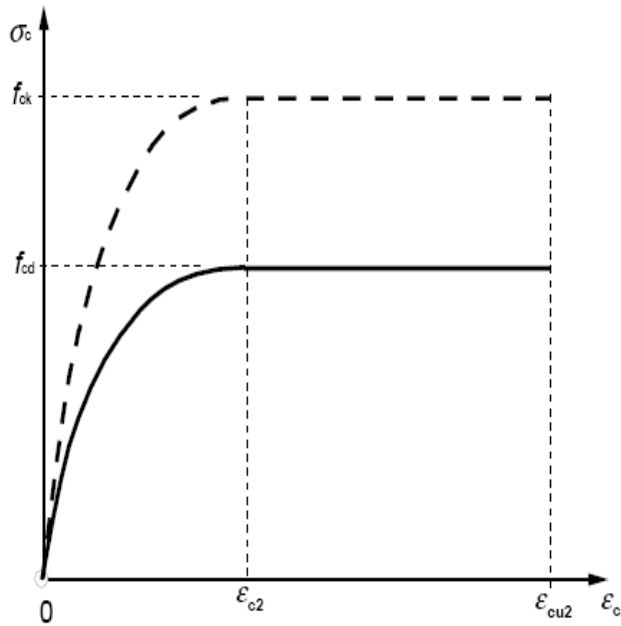
UNI ENV 1992-1-1 Parte 1-1:Regole generali e regole per gli edifici.
UNI EN 206-1/2001 - Calcestruzzo. Specificazioni, prestazioni, produzione e conformità.
UNI EN 1993-1-1 - Parte 1-1:Regole generali e regole per gli edifici.
UNI EN 1995-1 - Costruzioni in legno
UNI EN 1998-1 - Azioni sismiche e regole sulle costruzioni
UNI EN 1998-5 - Fondazioni ed opere di sostegno

3.3 MISURA DELLA SICUREZZA

Il metodo di verifica della sicurezza adottato è stato quello degli Stati Limite (**SL**) prevedendo due insiemi di verifiche rispettivamente per gli stati limite ultimi **SLU** e gli stati limite di esercizio **SLE**.

La sicurezza è stata quindi garantita progettando i vari elementi resistenti in modo da assicurare che la loro resistenza di calcolo sia sempre maggiore delle corrispondente domanda in termini di azioni di calcolo.

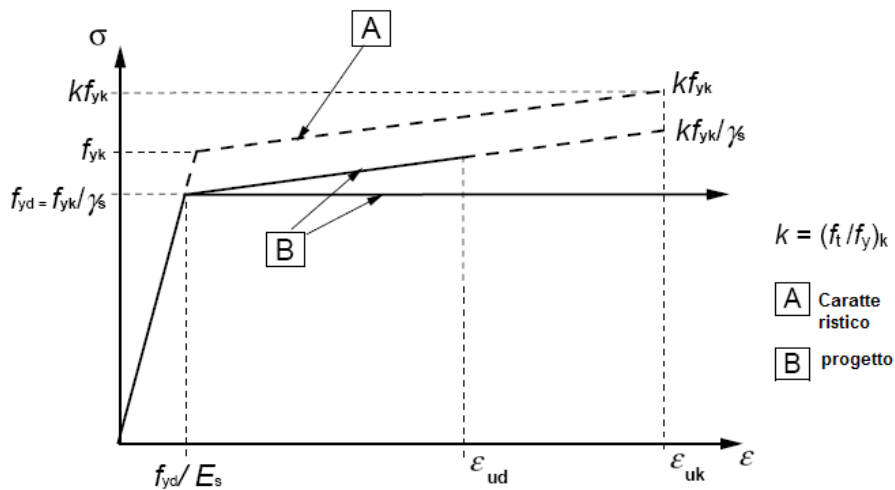
LEGAME PARABOLA RETTANGOLO PER IL CALCESTRUZZO



Legame costitutivo di progetto del calcestruzzo

Il valore ϵ_{cu2} nel caso di analisi non lineari è stato valutato in funzione dell'effettivo grado di confinamento esercitato dalle staffe sul nucleo di calcestruzzo.

LEGAME ELASTICO PREFETTAMENTE PLASTICO O INCRUDENTE O DUTILITA' LIMITATA PER L'ACCIAIO

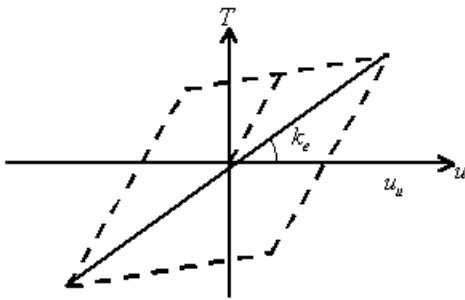


Legame costitutivo di progetto acciaio per c.a.

legame rigido plastico per le sezioni in acciaio di classe 1 e 2 e elastico lineare per quelle di classe 3 e 4

legame elastico lineare per le sezioni in legno

legame elasto-viscoso per gli isolatori



Legame costitutivo isolatori

Il modello di calcolo utilizzato è rappresentativo della realtà fisica per la configurazione finale anche in funzione delle modalità e sequenze costruttive.

3.4 COMBINAZIONI DI CALCOLO

Le combinazioni di calcolo considerate sono quelle previste dal D.M. 14.01.2008 per i vari stati limite e per le varie azioni e tipologie costruttive.

In particolare, ai fini delle verifiche degli stati limite, sono state definite le seguenti combinazioni delle azioni (Cfr. al § 2.5.3 NTC 2008):

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU) (2.5.1)
- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili di cui al § 2.7(2.5.2)
- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili (2.5.3)
- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine(2.5.4)
- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E (v. § 3.2 form. 2.5.5):
- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto Ad (v. § 3.6 form. 2.5.6):

Nelle combinazioni per SLE, sono stati omessi i carichi Q_{kj} dal momento che hanno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi G_2 .

Altre combinazioni sono state considerate in funzione di specifici aspetti (p. es. fatica, ecc.), ove nelle formule il simbolo "+" è da intendersi "combinato con".

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza γ_{Gi} e γ_{Qj} sono stati desunti dalle norme (Cfr. § 2.6.1, Tab. 2.6.1)

Per le combinazioni sismiche:

Nel caso delle costruzioni civili e industriali le verifiche agli stati limite ultimi o di esercizio sono state effettuate per la combinazione dell'azione sismica con le altre azioni (Cfr. § 2.5.3 form. 3.2.16 delle NTC 2008).

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai carichi gravitazionali (form. 3.2.17).

I valori dei coefficienti γ_{2j} sono stati desunti dalle norme (Cfr. Tabella 2.5.1)

La struttura è stata progettata così che il degrado nel corso della sua vita nominale, con manutenzione ordinaria, non pregiudichi le sue prestazioni in termini di resistenza, stabilità e funzionalità, portandole al di sotto del livello richiesto dalle presenti norme.

Le misure di protezione contro l'eccessivo degrado sono state stabilite con riferimento alle previste condizioni ambientali.

La protezione contro l'eccessivo degrado è stata ottenuta con un'opportuna scelta dei dettagli, dei materiali e delle dimensioni strutturali, con l'utilizzo, ove necessario, dell'applicazione di sostanze o ricoprimenti protettivi, nonché con l'adozione di altre misure di protezione attiva o passiva.

3.5 AZIONI SULLA COSTRUZIONE

3.5.1 AZIONE SISMICA

Come indicato nelle NTC 2008 l'azione sismica è stata caratterizzata da 3 componenti traslazionali, due orizzontali contrassegnate da X ed Y ed una verticale contrassegnata da Z, considerate tra di loro indipendenti, ed in funzione del tipo di analisi adottata, mediante una delle seguenti rappresentazioni:

- accelerazione massima attesa in superficie;
- accelerazione massima e relativo spettro di risposta attesi in superficie;
- accelerogramma.

l'azione in superficie è stata assunta come agente su tali piani.

Le due componenti ortogonali indipendenti che descrivono il moto orizzontale sono state caratterizzate dallo stesso spettro di risposta. L'accelerazione massima e lo spettro di risposta della componente verticale attesa in superficie sono stati determinati sulla base dell'accelerazione massima e dello spettro di risposta delle due componenti orizzontali. In allegato alle NTC, per tutti i siti considerati, sono stati forniti i valori dei precedenti parametri di pericolosità sismica necessari per la determinazione delle azioni sismiche.

3.5.2 AZIONI DOVUTE AL VENTO

Le azioni del vento sono state determinate in conformità al §3.3 del DM 14.01.08 e della Circolare del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 2 febbraio 2009 n. 617. Si precisa che tali azioni hanno valenza significativa in caso di strutture di elevata snellezza e con determinate caratteristiche tipologiche come ad esempio le strutture in acciaio.

3.5.3 NEVE

Il carico provocato dalla neve sulle coperture è stato valutato mediante la seguente espressione di normativa:

$$q_s \square \mu_i \square q_{sk} \square C_E \square C_t \quad (\text{Cfr. §3.3.7})$$

dove: q_s è il carico neve sulla copertura;

μ_i è il coefficiente di forma della copertura, fornito al (Cfr.§ 3.4.5);

q_{sk} è il valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo [kN/m²], fornito al (Cfr.§ 3.4.2) delle NTC per un periodo di ritorno di 50 anni;

C_E è il coefficiente di esposizione di cui al (Cfr.§ 3.4.3);

C_t è il coefficiente termico di cui al (Cfr.§ 3.4.4).

3.5.4 AZIONI ANTROPICHE E PESI PROPRI

Nel caso delle spinte del terrapieno sulle pareti di cantinato (ove questo fosse presente), in sede di valutazione di tali carichi, (a condizione che non ci sia grossa variabilità dei

parametri geotecnici dei vari strati così come individuati nella relazione geologica), è stata adottata una sola tipologia di terreno ai soli fini della definizione dei lati di spinta e/o di eventuali sovraccarichi.

4. CAPITOLO: SOFTWARE UTILIZZATI –TIPO DI ELABORATORE

Le analisi e le verifiche sono state condotte con il metodo degli stati limite (SLU ed SLE) utilizzando i coefficienti parziali della normativa di cui al DM 14.01.2008 come in dettaglio specificato negli allegati tabulati di calcolo.

L'analisi delle sollecitazioni è stata effettuata in campo elastico lineare, per l'analisi sismica è stata effettuata una analisi statica lineare.

SOFTWARE UTILIZZATI :

CDW Win versione 2010 (muri di sostegno)

con licenza chiave n° 23874 intestata ad ARTE SAVONA prodotto dalla :

S.T.S. s.r.l. Software Tecnico Scientifico S.r.l.

Via Tre Torri n°11 – Compl. Tre Torri

95030 Sant'Agata li Battiati (CT).

ELABORATORE UTILIZZATO :

PROCESSORE	Intel(R)Core(TM)2 Quad CPU
RAM	2.00 GB di RAM
S.O.	Microsoft Windows XP Professional
VERSIONE	Versione 2002 Service Pack 3
REGISTRAZIONE	76435-OEM-0028245-18777

5. CAPITOLO: CODICE DI CALCOLO, SOLUTORE E AFFIDABILITA' DEI RISULTATI

Come previsto al punto **10.2 delle norme tecniche di cui al D.M. 14.01.2008** l'affidabilità del codice utilizzato è stata verificata sia effettuando il raffronto tra casi prova di cui si conoscono i risultati esatti sia esaminando le indicazioni, la documentazione ed i test forniti dal produttore stesso.

La S.T.S. s.r.l. a riprova dell'affidabilità dei risultati ottenuti fornisce direttamente on-line i test sui casi prova (<http://www.stsweb.it/STSWeb/ITA/homepage.htm>)

Il software è inoltre dotato di filtri e controlli di autodiagnostica che agiscono a vari livelli sia della definizione del modello che del calcolo vero e proprio.

I controlli vengono visualizzati, sotto forma di tabulati, di videate a colori o finestre di messaggi.

In particolare il software è dotato dei seguenti filtri e controlli:

Filtri per la congruenza geometrica del modello di calcolo generato

Controlli a priori sulla presenza di elementi non connessi, interferenze, mesh non congruenti o non adeguate.

Filtri sulla precisione numerica ottenuta, controlli su eventuali mal condizionamenti delle matrici, verifica dell'indice di condizionamento.

Controlli sulla verifiche sezionali e sui limiti dimensionali per i vari elementi strutturali in funzione della normativa utilizzata.

Controlli e verifiche sugli esecutivi prodotti.

5.1 Valutazione dei risultati e giudizio motivato sulla loro accettabilità

Il software utilizzato permette di modellare analiticamente il comportamento fisico della struttura utilizzando la libreria disponibile di elementi finiti.

Le funzioni di visualizzazione ed interrogazione sul modello permettono di controllare sia la coerenza geometrica che le azioni applicate rispetto alla realtà fisica.

Inoltre la visualizzazione ed interrogazione dei risultati ottenuti dall'analisi quali sollecitazioni, tensioni, deformazioni, spostamenti, reazioni vincolari hanno permesso un immediato controllo con i risultati ottenuti mediante schemi semplificati di cui è nota la soluzione in forma chiusa nell'ambito della Scienza delle Costruzioni.

Si è inoltre controllato che le reazioni vincolari abbiano dato valori in equilibrio con i carichi applicati, in particolare per i valori dei taglianti di base delle azioni sismiche si è provveduto a confrontarli con valori ottenuti da modelli SDOF semplificati.

Le sollecitazioni ottenute sulle travi per i carichi verticali direttamente agenti sono stati confrontati con semplici schemi a trave continua.

Per gli elementi inflessi di tipo bidimensionale si è provveduto a confrontare i valori ottenuti dall'analisi FEM con i valori di momento flettente ottenuti con gli schemi semplificati della Tecnica delle Costruzioni.

Si è inoltre verificato che tutte le funzioni di controllo ed autodiagnostica del software abbiano dato esito positivo.

6. CAPITOLO: PRESTAZIONI ATTESE AL COLLAUDO

La struttura a collaudo dovrà essere conforme alle tolleranze dimensionali prescritte nella presente relazione, inoltre relativamente alle prestazioni attese esse dovranno essere quelle di cui al § 9 del D.M. 14.01.2008.

Ai fini della verifica delle prestazioni il collaudatore farà riferimento ai valori di tensioni, deformazioni e spostamenti desumibili dall'allegato fascicolo dei calcoli statici per il valore delle le azioni pari a quelle di esercizio.

Il progettista delle opere strutturali
Ing. Paola Andreoli

COMUNE DI BALESTRINO

**Manutenzione straordinaria di alloggi siti in via
Provinciale civ. 23 int. 5 e 6**

Manutenzione straordinaria copertura edificio

**Sistemazione spazi esterni con rettifica curva di
via Lucifredi**

Progetto Esecutivo

RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO:

geom. Maurizio Noli

PROGETTISTA:

ing. Paola ANDREOLI

COLLABORATORI:

ELABORATO:

Relazione illustrativa dei materiali

Tavola:

J2

DATA: Dicembre 2015

RELAZIONE ILLUSTRATIVA SUI MATERIALI

(Ai sensi dell'art. 65 comma 3/b del D.P.R. 380/01)

MATERIALI DA IMPIEGARE NELL'ESECUZIONE DELLE OPERE

Nella esecuzione delle opere strutturali di cui alla presente relazione è previsto l'impiego dei seguenti materiali:

- INERTI: sabbia lavata e ben granata granulometria 1÷2 mm
 ghiaietto vagliato granulometria 10÷12 mm
 ghiaia vagliata granulometria 20÷25 mm
 non è consentito il misto di fiume
- CEMENTO: tipo 425, Portland o d'altoforno
- FERRO: barre saldabili ad aderenza migliorata tipo B450C (ex Fe b 44 k/s) controllato in stabilimento
- ACCIAIO PER CARPENTERIA METALLICA: Fe B 430 saldabile (S 275)

Bulloni classe 8.8

Altezza gola saldature = $0.7 \times$ spessore min da saldare

Qualità dei componenti

La sabbia deve essere viva, con grani assortiti in grossezza da 0 a 3 mm, non proveniente da rocce in decomposizione, scricchiolante alla mano, pulita, priva di materie organiche, melmose, terrose e di salsedine.

La ghiaia deve contenere elementi assortiti, di dimensioni fino a 16 mm, resistenti e non gelivi, non friabili, scevri di sostanze estranee, terra e salsedine. Le ghiaie sporche vanno accuratamente lavate.

Anche il pietrisco proveniente da rocce compatte, non gessose né gelive, dovrà essere privo di impurità od elementi in decomposizione.

In definitiva gli inerti dovranno essere lavati ed esenti da corpi terrosi ed organici.

Non sarà consentito assolutamente il misto di fiume.

L'acqua da utilizzare per gli impasti dovrà essere potabile, priva di Sali (cloruri e solfuri).

Potranno essere impiegati additivi fluidificanti o superfluidificanti per contenere il rapporto acqua/cemento mantenendo la lavorabilità necessaria.

Prescrizione per inerti

Sabbia viva 0-7 mm, pulita, priva di materie organiche e terrose; ghiaia fino a 16 mm (25-30 mm per fondazioni), non geliva, lavata; pietrisco di roccia compatta.

Assortimento granulometrico in composizione compresa tra le curve granulometriche sperimentali:

- passante al vaglio di mm 16 = 100%
- passante al vaglio di mm 8 = 88-60%
- passante al vaglio di mm 4 = 78-36%
- passante al vaglio di mm 2 = 62-21%

- passante al vaglio di mm 1 = 49-12%
- passante al vaglio di mm 0.25 = 18-3%

I conglomerati cementizi da impiegare, a seconda degli interventi e come indicato nelle tavole di progetto, saranno i seguenti:

Per opere di fondazione e opere di sostegno:

calcestruzzo C25/30 (già Rck 30 N/mm²) vibrato in opera
consistenza fluida S4 (slump 160-210 mm)

classe di esposizione XC2 (bagnato o raramente asciutto)

dosaggio minimo cemento: kg 300 per mc di calcestruzzo

rapporto massimo acqua cemento: 0,50

dosaggio sabbia lavata e ben granata: 0,40 per mc di calcestruzzo

dosaggio ghiaietto vagliato: 0,40 per mc di calcestruzzo

dosaggio ghiaia vagliata: 0,40 per mc di calcestruzzo

inerti marcati CE secondo prescrizioni norma UNI EN 12620:2008

diametro massimo aggregati: 25-30 mm

antigelo in caso di temperature inferiori a 3°C

fluidificanti, acceleranti, ritardanti su eventuale specifica della DL

Circa le altre prescrizioni esecutive si richiamano le disposizioni tecniche di cui alle norme tecniche vigenti emanate dal ministero dei LL.PP.

Il progettista delle opere strutturali
Ing. Paola Andreoli

COMUNE DI BALESTRINO

**Manutenzione straordinaria di alloggi siti in via
Provinciale civ. 23 int. 5 e 6**

Manutenzione straordinaria copertura edificio

**Sistemazione spazi esterni con rettifica curva di
via Lucifredi**

Progetto Esecutivo

RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO:

geom. Maurizio Noli

PROGETTISTA:

ing. Paola ANDREOLI

COLLABORATORI:

ELABORATO:

Relazione di calcolo e relazione sulle fondazioni

Tavola:

J3

DATA: Dicembre 2015

**COMUNE DI BALESTRINO
PROVINCIA DI SAVONA**

RELAZIONE DI CALCOLO E SULLE FONDAZIONI

OGGETTO:

**NUOVO MURO DI SOSTEGNO
VIA PROVINCIALE 23
COMUNE DI BALESTRINO**

COMMITTENTE:

ARTE SAVONA

**progettista
ing. Paola Andreoli**

RELAZIONE DI CALCOLO

Sono illustrati con la presente i risultati dei calcoli che riguardano il calcolo delle spinte, le verifiche di stabilità e di resistenza di muri di sostegno.

• **NORMATIVA DI RIFERIMENTI**

I calcoli sono condotti nel pieno rispetto della normativa vigente e, in particolare, la normativa cui viene fatto riferimento nelle fasi di calcolo, verifica e progettazione è costituita dalle *Norme Tecniche per le Costruzioni*, emanate con il D.M. 14/01/2008 pubblicato nel suppl. 30 G.U. 29 del 4/02/2008, nonché la Circolare del Ministero Infrastrutture e Trasporti del 2 Febbraio 2009, n. 617 “*Istruzioni per l'applicazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni*”.

• **CALCOLO DELLE SPINTE**

Si suppone valida l'ipotesi in base alla quale la spinta attiva si ingenera in seguito al movimento del manufatto nella direzione della spinta agente. Le ipotesi di base per il calcolo della spinta sono le seguenti, le medesime adottate dal metodo di calcolo secondo *Coulomb*, con l'estensione di *Muller-Breslau* e *Mononobe-Okabe*:

- In fase di spinta attiva si crea all'interno del terrapieno un cuneo di spinta, che si distacca dal terreno indisturbato tramite linee di frattura rettilinee, lungo le quali il cuneo scorre generando tensioni tangenziali dovute all'attrito.

- Sul cuneo di spinta agiscono le seguenti forze: peso proprio del terreno, sovraccarichi applicati sull'estradosso del terrapieno, spinte normali alle superfici di scorrimento del cuneo (da una parte contro il paramento e dall'altra contro la porzione di terreno indisturbato), forze di attrito che si innescano lungo le superfici del cuneo e che si oppongono allo scorrimento.

- In condizioni sismiche, al peso proprio del cuneo va aggiunta una componente orizzontale, ed eventualmente anche una verticale, pari al peso complessivo moltiplicato per il prodotto dei coefficienti sismici.

- Il fatto che il muro ha spostamenti significativi fa in modo che l'attrito che si genera è pari al valore massimo possibile, sia in condizioni di spinta attiva che di spinta passiva, quindi le risultanti delle reazioni sulle pareti del cuneo risultano inclinate di un angolo f rispetto alla normale alla superficie di scorrimento.

Il programma *C.D.W. Win*, pur adottando le stesse ipotesi, piuttosto che utilizzare la formula di *Coulomb* in forma chiusa, applica la procedura originaria derivante dall'equilibrio delle forze agenti sul cuneo di spinta, cercando il valore di massimo della spinta per tentativi successivi su tutti i possibili cunei di spinta. Così facendo si possono aggiungere alle ipotesi già indicate le seguenti generalizzazioni, che invece devono essere trascurate utilizzando i metodi classici:

- Il terreno spingente può essere costituito da diversi strati, separati da superfici di forma generica, con caratteristiche geotecniche differenti.

- Il profilo dell'estradosso del terrapieno spingente può avere una forma generica qualsiasi, purché coerente con le caratteristiche del terreno.

- I sovraccarichi agenti sul terrapieno possono avere una distribuzione assolutamente libera.

- Può essere tenuta in conto la coesione interna del terreno e la forza di adesione tra terreno e muro.

- Si può calcolare la spinta di un muro con mensola aerea stabilizzante a monte, al di sotto della quale si crea un vuoto nel terreno.

- È possibile conoscere l'esatto andamento delle pressioni agenti sul profilo del muro anche nei casi sopra detti, in cui tale andamento non è lineare, ma la cui distribuzione incide sul calcolo delle sollecitazioni interne.

- Si può supporre anche l'esistenza una linea di rottura del cuneo interna, che va dal vertice estremo della mensola di

fondazione a monte fino a intersecare il paramento, inclinata di un certo angolo legato a quello di attrito interno del terreno stesso. Si può quindi conoscere l'esatta forma del cuneo di spinta, per cui le forze in gioco variano in quanto solo una parte di esso è a contatto con il paramento. Il peso proprio del terreno portato sarà solo quello della parte di terrapieno che realmente rimarrà solidale con la fondazione e non risulterà interessato da scorrimenti, quindi in generale un triangolo. Ciò fa sì che il peso gravante sulla fondazione può risultare notevolmente inferiore a quello ricavato con i metodi usuali, dal momento che una parte è già stata conteggiata nel cuneo di spinta.

Per quanto riguarda la spinta passiva, quella del terrapieno a valle, le uniche differenze rispetto a quanto detto consistono nel fatto che le forze di attrito e di coesione tra le superfici di scorrimento del cuneo hanno la direzione opposta che nel caso di spinta attiva, nel senso che si oppongono a un moto di espulsione verso l'alto del cuneo, e la procedura iterativa va alla ricerca di un valore minimo piuttosto che un massimo.

Nei casi di fondazione su pali o muri tirantati si può ritenere più giusto adottare un tipo di spinta a riposo, che considera il cuneo di terreno non ancora formato e spostamenti dell'opera nulli o minimi. Tale spinta è in ogni caso superiore a quella attiva e la sua entità si dovrebbe basare su considerazioni meno semplicistiche. Il programma opera prendendo come riferimento una costante di spinta pari a:

$$K_o = 1 - 0,9 \times \sin \phi$$

essendo ϕ l'angolo di attrito interno del terreno, formula che si trova diffusamente in letteratura. Se tale deve essere la costante di spinta per un terreno uniforme, ad estradosso rettilineo orizzontale e privo di sovraccarichi e di azione sismica, viene ricavato un fattore di riduzione dell'angolo di attrito interno del terreno, tale che utilizzando questo angolo ridotto e la consueta procedura per il calcolo della spinta attiva, la costante fittizia di spinta attiva corrisponda alla costante a riposo della formula sopra riportata.

Una volta ricavato questo fattore riduttivo, il programma procede al calcolo con le procedure standard, mettendo in gioco le altre variabili, quali la sagomatura dell'estradosso e degli strati, la presenza di sovraccarichi variamente distribuiti e la condizione sismica. La giustificazione di ciò risiede nella considerazione in base alla quale in condizioni di spinta a riposo, gli spostamenti interni al terreno sono ridotti rispetto alla spinta attiva, quindi l'attrito che si mobilita è una parte di quello massimo possibile, e di conseguenza la spinta risultante cresce.

In base a queste considerazioni di ordine generale, il programma opera come segue:

- Si definisce la geometria di tutti i vari cunei di spinta di tentativo, facendo variare l'angolo di scorrimento dalla parte di monte da 0 fino al valore limite $90 - \phi$. Quindi in caso di terreno multistrato, la superficie di scorrimento sarà costituita da una spezzata con inclinazioni differenti da strato a strato. Ciò assicura valori di spinta maggiori rispetto a una eventuale linea di scorrimento unica rettilinea. L'angolo di scorrimento interno, quello dalla parte del paramento, qualora si attivi la procedura "Coulomb estes" è posto pari a $3/4$ dell'angolo utilizzato a monte. Tale percentuale è quella che massimizza il valore della spinta. È possibile però attivare la procedura "Coulomb classico", in cui tale superficie si mantiene verticale, ma utilizzando in ogni caso l'angolo di attrito tra terreno e muro.
- Si calcola l'entità complessiva dei sovraccarichi agenti sul terrapieno che ricadono nella porzione di estradosso compresa nel cuneo di spinta.
- Si calcola il peso proprio del cuneo di spinta e le eventuali componenti sismiche orizzontali e verticali dovute al peso proprio ed eventualmente anche ai sovraccarichi agenti sull'estradosso.
- Si calcolano le eventuali azioni tangenziali sulle superfici interne dovute alla coesione interna e all'adesione tra terreno e muro.
- In base al rispetto dell'equilibrio alla traslazione verticale e orizzontale, nota l'inclinazione delle spinte sulle superfici interne (pari all'angolo di attrito), sviluppato in base a tutte le forze agenti sul concio, si ricavano le forze incognite, cioè le spinte agenti sul paramento e sulla superficie di scorrimento interna del cuneo.
- Si ripete la procedura per tutti i cunei di tentativo, ottenuti al variare dell'angolo alla base. Il valore massimo (minimo nel caso di spinta passiva) tra tutti quelli calcolati corrisponde alla spinta del terrapieno.

• **VERIFICA AL RIBALTAMENTO**

La verifica al ribaltamento si effettua in sostanza come equilibrio alla rotazione di un corpo rigido sollecitato da un sistema di forze, ciascuna delle quali definita da un'intensità, una direzione e un punto di applicazione.

Non va eseguita se la fondazione è su pali. Le forze che vengono prese in conto sono le seguenti:

- Spinta attiva complessiva del terrapieno a monte.
- Spinta passiva complessiva del terrapieno a valle (da considerare nella quota parte indicata nei dati generali).
- Spinta idrostatica dell'acqua della falda a monte, a valle e sul fondo.
- Forze esplicite applicate sul muro in testa, sulla mensola area a valle e sulla mensola di fondazione a valle.
- Forze massime attivabili nei tiranti per moto di ribaltamento.
- Forze di pretensione dei tiranti.
- Peso proprio del muro composto con l'eventuale componente sismica.
- Peso proprio della parte di terrapieno solidale con il muro composto con l'eventuale componente sismica.

Di ciascuna di queste forze verrà calcolato il momento, ribaltante o stabilizzante, rispetto ad un punto che è quello più in basso dell'estremità esterna della mensola di fondazione a valle. In presenza di dente di fondazione disposto a valle, il punto di equilibrio è quello più esterno al di sotto del dente.

Ai fini del calcolo del momento stabilizzante o ribaltante, esso per ciascuna forza è ottenuto dal prodotto dell'intensità della forza per la distanza minima tra la linea d'azione della forza e il punto di rotazione. Qualora tale singolo momento abbia un effetto ribaltante verrà conteggiato nel momento ribaltante complessivo, qualora invece abbia un effetto stabilizzante farà parte del momento stabilizzante complessivo. Può quindi accadere che il momento ribaltante sia pari a 0, e ciò fisicamente significa che incrementando qualunque forza, ma mantenendone la linea d'azione, il muro non andrà mai in ribaltamento.

Il coefficiente di sicurezza al ribaltamento è dato dal rapporto tra il momento stabilizzante complessivo e quello ribaltante. La verifica viene effettuata per tutte le combinazioni di carico previste.

• **VERIFICA ALLO SCORRIMENTO**

La verifica allo scorrimento è effettuata come equilibrio alla traslazione di un corpo rigido, sollecitato dalle stesse forze prese in esame nel caso della verifica a ribaltamento, tranne per il fatto che per i tiranti il sistema di forze è quello che si innesca per moto di traslazione. Ciascuna forza ha una componente parallela al piano di scorrimento del muro, che a seconda della direzione ha un effetto stabilizzante o instabilizzante, e una componente ad esso normale che, se di compressione, genera una reazione di attrito che si oppone allo scorrimento. Una ulteriore parte dell'azione stabilizzante è costituita dall'eventuale forza di adesione che si suscita tra il terreno e la fondazione.

In presenza di dente di fondazione, la linea di scorrimento non è più quella di base della fondazione, ma è una linea che attraversa il terreno sotto la fondazione, e che congiunge il vertice basso interno del dente con l'estremo della mensola di fondazione opposta. In tal caso quindi l'attrito e l'adesione sono quelli interni del terreno. In questo caso viene conteggiato pure il peso della parte di terreno sottostante alla fondazione che nel moto di scorrimento rimane solidale con il muro.

Il coefficiente di sicurezza allo scorrimento è dato dal rapporto tra l'azione stabilizzante complessiva e quella instabilizzante. La verifica viene effettuata per tutte le combinazioni di carico previste.

• **CAPACITÀ PORTANTE DEI PALI DI FONDAZIONE**

Nel caso di fondazione diretta, si assume quale carico limite che provoca la rottura del terreno di fondazione quello espresso dalla formula di *Brinch-Hansen*. Tale formula fornisce il valore della pressione media limite sulla superficie d'impronta della fondazione, eventualmente parzializzata in base all'eccentricità. Esiste un tipo di pressione limite a lungo termine, in condizioni drenate, e un altro a breve termine in eventuali condizioni non drenate.

Le espressioni complete utilizzate sono le seguenti:

- *In condizioni drenate:*

$$Q_{lim} = \frac{1}{2} \Gamma \cdot B \cdot N_g \cdot i_g \cdot d_g \cdot b_g \cdot s_g \cdot g_g + C \cdot N_c \cdot i_c \cdot d_c \cdot b_c \cdot s_c \cdot g_c + Q \cdot N_q \cdot i_q \cdot d_q \cdot b_q \cdot s_q \cdot g_q$$

- In condizioni non drenate:

$$Q_{\text{lim}} = C_u \cdot N_{c'} \cdot i_{c'} \cdot d_{c'} \cdot b_{c'} \cdot s_{c'} \cdot g_{c'} + Q \cdot i_{q'} \cdot d_{q'} \cdot b_{q'} \cdot s_{q'} \cdot g_{q'}$$

Fattori di portanza, ϕ in gradi:

$$N_q = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \cdot e^{\pi \cdot \tan \phi}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot \phi$$

$$N_{c'} = 2 + \pi$$

$$N_g = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \phi$$

Fattori di forma:

$$s_q = 1 + 0,1 \cdot \frac{B}{L} \cdot \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi}$$

$$s_{q'} = 1$$

$$s_c = 1 + 0,2 \cdot \frac{B}{L} \cdot \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi}$$

$$s_{c'} = 1 + 0,2 \cdot \frac{B}{L}$$

$$s_g = s_q$$

Fattori di profondità, K espresso in radianti:

$$d_q = 1 + 2 \cdot \tan \phi \cdot (1 - \sin \phi)^2 \cdot K$$

$$d_{q'} = 1$$

$$d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \cdot \tan \phi}$$

$$d_g = 1$$

$$\text{dove } K = \frac{D}{B} \text{ se } \frac{D}{B} \leq 1 \text{ o } K = \arctan \frac{D}{B} \text{ se } \frac{D}{B} > 1$$

Fattori di inclinazione dei carichi:

$$i_q = \left[1 - \frac{H}{V + B \cdot L \cdot C_a \cdot \cot \phi} \right]^m$$

$$i_{q'} = 1$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \cdot \tan \phi}$$

$$i_{c'} = 1 - \frac{m \cdot H}{B \cdot L \cdot C_u \cdot N_c}$$

$$i_g = \left[1 - \frac{H}{V + B \cdot L \cdot C_a \cdot \cot \phi} \right]^{m+1}$$

$$\text{con } m = \frac{2 + \frac{B}{L}}{1 + \frac{B}{L}}$$

Fattori di inclinazione del piano di posa, η in radianti:

$$b_q = (1 - \eta \cdot \tan \phi)^2$$

$$b_{q'} = 1$$

$$b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_c \cdot \tan \phi}$$

$$b_{c'} = 1 - 2 \cdot \frac{\eta}{N_{c'}}$$

$$b_g = g_q$$

Fattori di inclinazione del terreno, β in radianti:

$$g_q = (1 - \tan \beta)^2$$

$$g_{q'} = 1$$

$$g_c = 1 - 2 \cdot \frac{\beta}{N_{c'}}$$

$$g_g = g_q$$

essendo:

- Γ = peso specifico del terreno di fondazione
- Q = sovraccarico verticale agente ai bordi della fondazione
- e = eccentricità della risultante M/N in valore assoluto
- B = $B_t - 2 \times e$, larghezza della fondazione parzializzata
- B_t = larghezza totale della fondazione
- C = coesione del terreno di fondazione
- D = profondità del piano di posa
- L = sviluppo della fondazione
- H = componente del carico parallela alla fondazione
- V = componente del carico ortogonale alla fondazione
- C_u = coesione non drenata del terreno di fondazione
- Ca = adesione alla base tra terreno e muro
- η = angolo di inclinazione del piano di posa
- β = inclinazione terrapieno a valle, se verso il basso (quindi ≥ 0)

• **MURI IN CALCESTRUZZO A MENSOLA**

Sulle sezioni del paramento e delle varie mensole, aeree e di fondazione, si effettua il progetto delle armature e le verifiche a presso-flessione e taglio in corrispondenza di tutte le sezioni singolari (punti di attacco e di spigolo) e in tutte quelle intermedie ad un passo pari a quello imposto nei dati generali. Vengono applicate le formule classiche relative alle sezioni rettangolari in cemento armato, con il progetto dell'armatura necessaria.

71 CALCOLO DEI CEDIMENTI DEL TERRAPIENO A MONTE

Per il calcolo dei cedimenti permanenti causati dall'azione sismica, il programma opera come segue. Innanzitutto vengono calcolate le spinte per una ulteriore modalità di azione sismica, cioè quella relativa allo stato limite di danno (SLD). Nel calcolo di tali spinte si pone in ogni caso uguale a 1 il coefficiente Beta m, il che significa che l'accelerazione sismica di calcolo non viene ridotta. A seguito del calcolo di tali spinte, per le sole combinazioni sismiche, si calcola lo spostamento residuo del muro per traslazione rigida, ricavato in base alla seguente formulazione di *Richards & Elms*:

$$d = \frac{0.087 \times V^2}{Acc \times \left(\frac{A_{lim}}{Acc}\right)^{-4}}$$

in cui si ha:

d = spostamento sismico residuo

$V = 0.16 \times Acc \times g \times S \times Tc$

Acc = accelerazione sismica adimensionale SLD

$g = 9.80665$ = accelerazione di gravità

S = coefficiente di amplificazione stratigrafico

Tc = coefficiente di amplificazione topografico

A_{lim} = accelerazione oltre la quale si innesca lo scorrimento della fondazione per superamento del limite dell'attrito

Una volta ricavato, per ciascuna combinazione di carico, tale spostamento orizzontale, si calcola il volume del terreno interessato a tale spostamento, pari allo spostamento stesso per l'altezza complessiva del muro, comprensiva dello spessore della fondazione. Il cedimento verticale del terreno a ridosso del muro viene quindi calcolato con la seguente formula (*Bowles* - metodo di *Caspe*):

$$S_v = 4 \text{ Vol} / D$$

essendo Vol il volume di terreno interessato dallo spostamento del muro e D la distanza in orizzontale dal muro alla quale si annullano i cedimenti. Quest'ultima è assimilata alla dimensione orizzontale massima del cuneo di rottura del terreno spingente.

Infine i cedimenti lungo il tratto interessato sono calcolati con legge decrescente col quadrato della distanza X dal paramento:

$$S_x = S_v * (X / D)^2$$

• **LEGENDA DELLE ABBREVIAZIONI**

• **VERIFICHE PER IL MURO IN C.A.**

Sez. N. : Numero della sezione da verificare

Ele : Tipo di elemento verificato:

- 1 = PARAMENTO
- 2 = MENSOLA AEREA A VALLE
- 3 = MENSOLA AEREA A MONTE
- 4 = MENSOLA DI FONDAZIONE A VALLE
- 5 = MENSOLA DI FONDAZIONE A MONTE
- 6 = DENTE DI FONDAZIONE
- 7 = SEZIONE TRASVERSALE PARAMENTO
- 8 = SEZIONE TRASVERSALE FONDAZIONE
- 9 = CONTRAFFORTE
- 10 = CORDOLO

Dist : Distanza della sezione dalla sezione iniziale del tipo di elemento (mezzeria della campata per sezioni verticali del paramento e cordoli)

H : Altezza della sezione

B : Larghezza della sezione (nel caso di contrafforti con sezione a T, tale dato è relativo alla larghezza dell'anima della sezione, al netto quindi dei tratti di paramento collaborante)

Xg : Ascissa del baricentro della sezione

Yg : Altezza del baricentro della sezione. Ascissa e altezza si intendono misurate a partire dal punto più a valle della fondazione del muro, quello attorno a cui avviene l'ipotetica rotazione del ribaltamento

Ang : Angolo di inclinazione della sezione rispetto al piano orizzontale

Cmb fle : Combinazione di carico più gravosa a presso-flessione. Un valore maggiore di 100 indica una combinazione del tipo A2

Nsdu : Sforzo normale di calcolo relativo alla combinazione più gravosa a presso-flessione, agente su 1 metro di muro o su tutta la sezione se si tratta di contrafforti o cordoli. Positivo se di compressione

Msd : Momento flettente di calcolo relativo alla combinazione più gravosa a presso-flessione, agente su 1 metro di muro o su tutta la sezione se si tratta di contrafforti o cordoli. Positivo se antiorario (ribaltante)

A sin : Area di armatura nel lembo di sinistra (quello più a valle) della sezione, relativa a 1 metro di muro o a tutta la sezione se si tratta di contrafforti o cordoli (nel caso di contrafforti con sezione a T, tale area va distribuita su tutta la larghezza delle ali e non è cumulabile all'area dei corrispondenti ferri verticali per la sezione orizzontale del paramento in quanto in essa già compresa)

A des : Area di armatura nel lembo di destra (quello più a monte) della sezione, relativa a 1 metro di muro o a tutta la sezione se si tratta di contrafforti o cordoli

An. s : Angolo della armatura di sinistra rispetto alla normale della sezione. L'angolo si intende positivo se l'armatura va a divergere all'aumentare della distanza

An. d : *Angolo della armatura di destra rispetto alla normale della sezione. L'angolo si intende positivo se l'armatura va a divergere all'aumentare della distanza*

eps cls : *Deformazione massima del calcestruzzo moltiplicata per 10000*

eps acc. : *Deformazione massima dell'acciaio moltiplicata per 10000*

Asse neut : *Rapporto tra la posizione dell'asse neutro e l'altezza utile della sezione*

Cmb tag : *Combinazione di carico più gravosa a taglio. Un valore maggiore di 100 indica una combinazione del tipo A2*

Vsdu : *Sforzo di taglio di calcolo relativo alla combinazione più gravosa a taglio, agente su 1 metro di muro o su tutta la sezione se si tratta di contrafforti o cordoli. Positivo se diretto verso sinistra (lembo più a valle)*

Vrdu c : *Taglio resistente ultimo di calcolo per il meccanismo resistente affidato al calcestruzzo*

Vrdu s : *Taglio resistente ultimo di calcolo per il meccanismo resistente affidato alle staffe*

A sta : *Area di staffe necessaria nel concio precedente la sezione*

Verif. : *Indicazione soddisfacimento delle verifiche di resistenza*

• **VERIFICHE FESSURAZIONE MURI**

Muro N. : *Numero del muro*

Ele : *Tipo di elemento verificato*

Tipo Comb : *Tipo di combinazione di carico*

Cmb fes : *Combinazione di carico più gravosa a fessurazione, tra quelle del tipo considerato*

Sez. fes : *Sezione dell'elemento in cui risulta più gravosa la verifica a fessurazione*

N fes : *Sforzo normale di calcolo in corrispondenza della sezione considerata*

M fes : *Momento flettente di calcolo in corrispondenza della sezione considerata*

Dist. : *Distanza media tra le fessure in condizioni di esercizio*

W ese : *Ampiezza media delle fessure in condizioni di esercizio*

W max : *Ampiezza massima limite tra le fessure*

Verifica : *Indicazione soddisfacimento delle verifiche*

• VERIFICHE TENSIONI DI ESERCIZIO MURI

Muro N.	: Numero del muro
Ele	: Tipo di elemento verificato
Tipo Comb	: Tipo di combinazione di carico
Cmb $\acute{a}c$: Combinazione di carico piú gravosa per le tensioni nel calcestruzzo, tra quelle del tipo considerato
Sez. σ_c	: Sezione del palo nella quale la verifica della tensione nel calcestruzzo è piú gravosa
N σ_c	: Sforzo normale di calcolo in corrispondenza della sezione considerata
M σ_c	: Momento flettente di calcolo in corrispondenza della sezione considerata
σ_c	: Tensione massima nel calcestruzzo in condizioni di esercizio
σ_c max	: Tensione massima limite nel calcestruzzo
Cmb σ_f	: Combinazione di carico piú gravosa per le tensioni nell'acciaio, tra quelle del tipo considerato
Sez. σ_f	: Sezione del palo nella quale la verifica della tensione nell'acciaio è piú gravosa
N σ_f	: Sforzo normale di calcolo in corrispondenza della sezione considerata
M σ_f	: Momento flettente di calcolo in corrispondenza della sezione considerata
σ_f	: Tensione massima nell'acciaio in condizioni di esercizio
σ_f max	: Tensione massima limite nell'acciaio
Verifica	: Indicazione soddisfacimento delle verifiche

π CEDIMENTI VERTICALI TERRENO DI MONTE

Tipo Comb	: Tipo di combinazione di carico
Comb n.	: Numero della combinazione associata al tipo di combinazione
Sp.muro	: Spostamento rigido residuo del muro per traslazione
Volume	: Volume del terreno deformato dallo spostamento rigido
Dist.max	: Distanza massima orizzontale dal muro alla quale si annullano i cedimenti
Ced.0/4	: Cedimento verticale a ridosso del muro
Ced.1/4	: Cedimento verticale ad 1/4 della distanza massima
Ced.2/4	: Cedimento verticale a 2/4 della distanza massima
Ced.3/4	: Cedimento verticale a 3/4 della distanza massima

DATI DI CALCOLO			
PARAMETRI		SISMICI	
Vita Nominale (Anni)	50	Classe d' Uso	SECONDA
Longitudine Est (Grd)	8,16812	Latitudine Nord (Grd)	44,12560
Categoria Suolo	B	Coeff. Condiz. Topogr.	1,20000
Probabilita' Pvr	0,10000	Periodo di Ritorno Anni	475,00000
Accelerazione Ag/g	0,11000	Fattore Stratigrafia 'S'	1,20000
TEORIE DI CALCOLO			
Verifiche effettuate con il metodo degli stati limite ultimi			
Portanza dei pali calcolata con la teoria di Norme A.G.I.			
Portanza terreno di fondazione calcolata con la teoria di Brinch-Hansen			
CRITERI DI CALCOLO			
E' considerata l'azione sismica dovuta ai sovraccarichi sul terrapieno.			
E' considerata l'azione sismica dovuta alle forze applicate al muro.			
Non si tiene conto dell'effetto stabilizzante delle forze applicate al muro.			
Rapporto tra il taglio medio e quello nel palo piu' caricato:			1,00
Coeff. maggiorativo diametro perforazione per micropali			1,20
Percentuale spinta a valle per la verifica a scorrimento			0
Percentuale spinta a valle per la verifica a ribaltam.			0
Percentuale spinta a valle per la verifica in fondazione			100
Percentuale spinta a valle per calcolo sollecitazioni			100
COEFFICIENTI PARZIALI GEOTECNICA			
	TABELLA M1		TABELLA M2
Tangente Resist. Taglio	1,00		1,25
Peso Specifico	1,00		1,00
Coesione Efficace (c'k)	1,00		1,25
Resist. a taglio NON drenata (cuk)	1,00		1,40
Tipo Approccio	Combinazione Unica: (A1+M1+R3)		
Tipo di fondazione	Su Pali Infissi		
	COEFFICIENTE R1	COEFFICIENTE R2	COEFFICIENTE R3
Capacita' Portante			1,40
Scorrimento			1,10
Resist. alla Base			1,15
Resist. Lat. a Compr.			1,15
Resist. Lat. a Traz.			1,25
Carichi Trasversali			1,30

CARATTERISTICHE MATERIALI			
CARATTERISTICHE DEI MATERIALI			
CARATTERISTICHE C. A. ELEVAZIONE			
Classe Calcestruzzo	C25/30	Classe Acciaio	B450C
Modulo Elastico CLS	314758 kg/cmq	Modulo Elastico Acc	2100000 kg/cmq
Coeff. di Poisson	0,2	Tipo Armatura	POCO SENSIBILI
Resist.Car. CLS 'fck'	250,0 kg/cmq	Tipo Ambiente	AGGRESS. XC2/XC3
Resist. Calcolo 'fcd'	141,0 kg/cmq	Resist.Car.Acc 'fyk'	4500,0 kg/cmq
Tens. Max. CLS 'rcd'	141,0 kg/cmq	Tens. Rott.Acc 'ftk'	4500,0 kg/cmq
Def.Lim.El. CLS 'eco'	0,20 %	Resist. Calcolo'fyd'	3913,0 kg/cmq
Def.Lim.Ult CLS 'ecu'	0,35 %	Def.Lim.Ult.Acc'eyu'	1,00 %
Fessura Max.Comb.Rare	mm	Sigma CLS Comb.Rare	150,0 kg/cmq
Fessura Max.Comb.Perm	0,3 mm	Sigma CLS Comb.Perm	112,0 kg/cmq
Fessura Max.Comb.Freq	0,4 mm	Sigma Acc Comb.Rare	3600,0 kg/cmq
Peso Spec.CLS Armato	2500 kg/mc		
CARATTERISTICHE C. A. FONDAZIONE			
Classe Calcestruzzo	C25/30	Classe Acciaio	B450C
Modulo Elastico CLS	314758 kg/cmq	Modulo Elastico Acc	2100000 kg/cmq
Coeff. di Poisson	0,2	Tipo Armatura	POCO SENSIBILI
Resist.Car. CLS 'fck'	250,0 kg/cmq	Tipo Ambiente	AGGRESS. XC2/XC3
Resist. Calcolo 'fcd'	141,0 kg/cmq	Resist.Car.Acc 'fyk'	4500,0 kg/cmq
Tens. Max. CLS 'rcd'	141,0 kg/cmq	Tens. Rott.Acc 'ftk'	4500,0 kg/cmq
Def.Lim.El. CLS 'eco'	0,20 %	Resist. Calcolo'fyd'	3913,0 kg/cmq
Def.Lim.Ult CLS 'ecu'	0,35 %	Def.Lim.Ult.Acc'eyu'	1,00 %
Fessura Max.Comb.Rare	mm	Sigma CLS Comb.Rare	150,0 kg/cmq
Fessura Max.Comb.Perm	0,3 mm	Sigma CLS Comb.Perm	112,0 kg/cmq
Fessura Max.Comb.Freq	0,4 mm	Sigma Acc Comb.Rare	3600,0 kg/cmq
Peso Spec.CLS Armato	2500 kg/mc	Peso Spec.CLS Magro	2200 kg/mc

DATI TERRAPIENO MURO 1

Muro n.1 MURO 1H 2.50 m

DATI TERRAPIENO

Altezza del terrapieno a monte nel punto di contatto col muro:2.5 m
 Altezza del terrapieno a valle nel punto di contatto col muro:.7 m
 Inclinaz. media terreno valle(positivo se scende verso valle):0 °
 Angolo di attrito tra fondazione e terreno:20 °
 Adesione tra fondazione e terreno:0 Kg/cmq
 Angolo di attrito tra fondazione e terreno in presenza acqua:20 °
 Adesione tra fondazione e terreno in presenza di acqua:0 Kg/cmq

Permeabilita' Terreno:ALTA
 Muro Vincolato:NO
 Coefficiente di intensita' sismica orizzontale:.038
 Coefficiente di intensita' sismica verticale:.019

DATI STRATIGR. MURO 1

STRATIGRAFIA DEL TERRENO

STRATO n. 1 :
 Spessore dello strato: 2,50 m
 Angolo di attrito interno del terreno: 28 °
 Angolo di attrito tra terreno e muro: 18 °
 Coesione del terreno in condizioni drenate: 0,05 Kg/cmq
 Adesione tra il terreno e il muro in condizioni drenate: 0,00 Kg/cmq
 Peso specifico apparente del terreno in assenza di acqua: 1800 Kg/mc
 Coesione del terreno in condizioni non drenate: 0,30 Kg/cmq
 Adesione tra il terreno e il muro in condizioni non drenate: 0,00 Kg/cmq
 Peso specifico efficace del terreno sommerso: 800 Kg/mc

STRATO n. 2 :
 Spessore dello strato: 3,00 m
 Angolo di attrito interno del terreno: 30 °
 Angolo di attrito tra terreno e muro: 20 °
 Coesione del terreno in condizioni drenate: 0,80 Kg/cmq
 Adesione tra il terreno e il muro in condizioni drenate: 0,00 Kg/cmq
 Peso specifico apparente del terreno in assenza di acqua: 2500 Kg/mc
 Coesione del terreno in condizioni non drenate: 0,00 Kg/cmq
 Adesione tra il terreno e il muro in condizioni non drenate: 0,00 Kg/cmq
 Peso specifico efficace del terreno sommerso: 1500 Kg/mc

GEOMETRIA MURO 1

MURO A MENSOLA IN CEMENTO ARMATO

Altezza del paramento: 2,50 m
 Spessore del muro in testa (sezione orizzontale): 25 cm
 Scostamento della testa del muro (positivo verso monte): 0 cm
 Spessore del muro alla base (sezione orizzontale): 25 cm

GEOMETRIA MURO 1

FONDAZIONE DIRETTA

Lunghezza della mensola di fondazione a valle: 60 cm
 Lunghezza della mensola di fondazione a monte: 60 cm
 Spessore minimo della mensola a valle: 40 cm
 Spessore massimo della mensola a valle: 40 cm
 Spessore minimo della mensola a monte: 40 cm
 Spessore massimo della mensola a monte: 40 cm
 Inclinazione del piano di posa della fondazione: 0 °
 Sviluppo della fondazione: 30,0 m
 Spessore del magrone: 10 cm
 Altezza del dente di fondazione: 15 cm
 Spessore minimo del dente di fondazione: 20 cm
 Spessore massimo del dente di fondazione: 20 cm

Il dente di fondazione e' posizionato all'estremita' di monte

CARICHI MURO 1

SOVRACCARICHI SUL TERRAPIENO	
CONDIZIONE n.	1 ----
Sovraccarico uniformemente distribuito generalizzato:	0,40 t/mq
Sovraccarico uniformemente distribuito a nastro:	0,00 t/mq
Distanza dal muro del punto di inizio del carico a nastro:	0,00 m
Distanza dal muro del punto di fine del carico a nastro:	0,00 m
Sovraccarico concentrato lineare lungo lo sviluppo:	0,00 t/m
Distanza dal muro del punto di applicazione carico lineare:	0,00 m
Carico concentrato puntiforme:	0,00 t
Interasse tra i carichi puntiformi lungo lo sviluppo:	1,00 m
Distanza dal muro punto di applicazione carico puntiforme:	0,00 m
Sovraccarico uniformemente distribuito terrapieno a valle:	0,00 t/mq

COMBINAZIONI MURO 1

Cond. Num.	Descrizione Condizione
1	PERMANENTE

COMBINAZIONI MURO 1

COMBINAZIONI DI CARICO S.L.U. A 1											
Comb	Cond.1	Cond.2	Cond.3	Cond.4	Cond.5	Cond.6	Cond.7	Cond.8	Cond.9	Cond.10	Sisma
1	1,50										0,00
2	1,00										1,00

COMBINAZIONI MURO 1

COMBINAZIONI DI CARICO S.L.E. RARA											
Comb	Cond.1	Cond.2	Cond.3	Cond.4	Cond.5	Cond.6	Cond.7	Cond.8	Cond.9	Cond.10	Sisma
1	1,00										

COMBINAZIONI MURO 1

COMBINAZIONI DI CARICO S.L.E. FREQ.											
Comb	Cond.1	Cond.2	Cond.3	Cond.4	Cond.5	Cond.6	Cond.7	Cond.8	Cond.9	Cond.10	Sisma
1	1,00										

COMBINAZIONI MURO 1

COMBINAZIONI DI CARICO S.L.E. PERM.											
Comb	Cond.1	Cond.2	Cond.3	Cond.4	Cond.5	Cond.6	Cond.7	Cond.8	Cond.9	Cond.10	Sisma
1	1,00										

SPINTE A MONTE MURO 1 - Tabella Combinazioni: A1

SPINTE DEL TERRAPIENO A MONTE																			
Cmb n.	Fx tot Kg/m	Fy tot Kg/m	H tot m	X tot m	Fx tp Kg/m	Fy tp Kg/m	H tp m	X tp m	Fx esp Kg/m	Fy esp Kg/m	H esp m	X esp m	Fx w Kg	Fy w Kg	H w m	X w m	K sta	K sis	C sis
1	4105	3268	0,97	1,23		1347	0,00	1,05			0,00	0,00			0,00	0,00	0,408	0,408	0,00
2	3447	2780	0,96	1,22	0	999	1,01	1,05	0	0	0,00	0,00	0	0	0,00	0,00	0,403	0,450	0,00

SPINTE A VALLE MURO 1 - Tabella Combinazioni: A1

SPINTE DEL TERRAPIENO A VALLE																			
Cmb n.	Fx tot Kg/m	Fy tot Kg/m	H tot m	X tot m	Fx tp Kg/m	Fy tp Kg/m	H tp m	X tp m	Fx esp Kg/m	Fy esp Kg/m	H esp m	X esp m	Fx w Kg	Fy w Kg	H w m	X w m	K sta	K sis	C sis
1	1725	129	0,22	0,06		385	0,00	0,34			0,00	0,00			0,00	0,00	2,824	2,82	
2	1654	125	0,22	0,06	0	377	0,54	0,34	0	0	0,00	0,00	0	0	0,00	0,00	2,825	2,71	

SPINTE A MONTE MURO 1 - Tabella Combinazioni: Rare

SPINTE DEL TERRAPIENO A MONTE																			
Cmb n.	Fx tot Kg/m	Fy tot Kg/m	H tot m	X tot m	Fx tp Kg/m	Fy tp Kg/m	H tp m	X tp m	Fx esp Kg/m	Fy esp Kg/m	H esp m	X esp m	Fx w Kg	Fy w Kg	H w m	X w m	K sta	K sis	C sis
1	3097	2466	0,96	1,23		1036	0,00	1,05			0,00	0,00			0,00	0,00	0,408	0,408	0,00

SPINTE A VALLE MURO 1 - Tabella Combinazioni: Rare

SPINTE DEL TERRAPIENO A VALLE																			
Cmb n.	Fx tot Kg/m	Fy tot Kg/m	H tot m	X tot m	Fx tp Kg/m	Fy tp Kg/m	H tp m	X tp m	Fx esp Kg/m	Fy esp Kg/m	H esp m	X esp m	Fx w Kg	Fy w Kg	H w m	X w m	K sta	K sis	C sis
1	1725	129	0,22	0,06		385	0,00	0,34			0,00	0,00			0,00	0,00	2,824	2,82	

SPINTE A VALLE MURO 1 - Tabella Combinazioni: Rare																		
SPINTE DEL TERRAPIENO A VALLE																		
Cmb n.	Fx tot Kg/m	Fy tot Kg/m	H tot m	X tot m	Fx tp Kg/m	Fy tp Kg/m	H tp m	X tp m	Fx esp Kg/m	Fy esp Kg/m	H esp m	X esp m	Fx w Kg	Fy w Kg	H w m	X w m	K sta	K sis
					0				0	0			0	0				

SPINTE A VALLE MURO 1 - Tabella Combinazioni: Freq.																		
SPINTE DEL TERRAPIENO A VALLE																		
Cmb n.	Fx tot Kg/m	Fy tot Kg/m	H tot m	X tot m	Fx tp Kg/m	Fy tp Kg/m	H tp m	X tp m	Fx esp Kg/m	Fy esp Kg/m	H esp m	X esp m	Fx w Kg	Fy w Kg	H w m	X w m	K sta	K sis
1	1725	129	0,22	0,06		385	0,00	0,34			0,00	0,00	0	0	0,00	0,00	2,824	2,82

SPINTE A MONTE MURO 1 - Tabella Combinazioni: Perm.																			
SPINTE DEL TERRAPIENO A MONTE																			
Cmb n.	Fx tot Kg/m	Fy tot Kg/m	H tot m	X tot m	Fx tp Kg/m	Fy tp Kg/m	H tp m	X tp m	Fx esp Kg/m	Fy esp Kg/m	H esp m	X esp m	Fx w Kg	Fy w Kg	H w m	X w m	K sta	K sis	C sif
1	3097	2466	0,96	1,23		1036	0,00	1,05			0,00	0,00	0	0	0,00	0,00	0,408	0,408	0,00

SPINTE A VALLE MURO 1 - Tabella Combinazioni: Perm.																		
SPINTE DEL TERRAPIENO A VALLE																		
Cmb n.	Fx tot Kg/m	Fy tot Kg/m	H tot m	X tot m	Fx tp Kg/m	Fy tp Kg/m	H tp m	X tp m	Fx esp Kg/m	Fy esp Kg/m	H esp m	X esp m	Fx w Kg	Fy w Kg	H w m	X w m	K sta	K sis
1	1725	129	0,22	0,06		385	0,00	0,34			0,00	0,00	0	0	0,00	0,00	2,824	2,82

SPINTE A MONTE MURO 1 - Tabella Combinazioni: SLD																			
SPINTE DEL TERRAPIENO A MONTE																			
Cmb n.	Fx tot Kg/m	Fy tot Kg/m	H tot m	X tot m	Fx tp Kg/m	Fy tp Kg/m	H tp m	X tp m	Fx esp Kg/m	Fy esp Kg/m	H esp m	X esp m	Fx w Kg	Fy w Kg	H w m	X w m	K sta	K sis	C sif
2	3541	2867	0,96	1,22		46	986	0,99	1,05		0,00	0,00	0	0	0,00	0,00	0,402	0,461	0,00

VERIFICHE STABILITA' MURO 1		
VERIFICA AL RIBALTAMENTO		
Combinazione di carico piu' svantaggiosa:		A2
Momento forze ribaltanti complessivo:	2	4139 Kgm/m
Momento stabilizzante forze peso e carichi:		6455 Kgm/m
Momento stabilizzante massimo dovuto ai tiranti:		Kgm/m
	0	
Coefficiente sicurezza minimo al ribaltamento:		1,56 ----
LA VERIFICA RISULTA SODDISFATTA		

VERIFICHE STABILITA' MURO 1		
VERIFICA ALLO SCORRIMENTO		
Combinazione di carico piu' svantaggiosa:		A1
Risultante forze che attivano lo scorrimento:	1	4086 Kg/m
Risultante forze che si oppongono allo scorrimento:		15803 Kg/m
Forza dei tiranti che si oppone allo scorrimento:		Kg/m
	0	
Coefficiente sicurezza minimo allo scorrimento:		3,87 ----
LA VERIFICA RISULTA SODDISFATTA		

VERIFICHE MURO 1																							
VERIFICHE DI RESISTENZA MURO																							
Sez N.	El em	Dist cm	H cm	B cm	Xg cm	Yg cm	Ang °	Cmb File	Nsdu Kg	Msdu Kgm	A sin cmq	A des cmq	An. s °	An. d °	eps cls%	eps acc%	Asse neut.	Cmb tag	Vsdu Kg	Vrdu c Kg	Vrdu s Kg	A sta cmq/m	Verif.
1	1	0	25	100	73	290	0	1	0	0	0,0	0,0	0	0	0	0	1,000	1	0	0	0	OK	
2	1	20	25	100	73	270	0	2	136	3	3,9	7,7	0	0	0	0	1,000	1	51	10502	0	OK	
3	1	40	25	100	73	250	0	1	292	17	3,9	7,7	0	0	0	0	0,967	1	131	10502	0	OK	
4	1	60	25	100	73	230	0	1	449	50	3,9	7,7	0	0	0	0	0,568	1	240	10502	0	OK	
5	1	80	25	100	73	210	0	1	574	112	3,9	7,7	0	0	0	0	0,404	1	393	10502	0	OK	
6	1	100	25	100	73	190	0	1	699	209	3,9	7,7	0	0	0	0	0,353	1	577	10502	0	OK	
7	1	120	25	100	73	170	0	1	824	345	3,9	7,7	0	0	0	1	0,331	1	794	10502	0	OK	
8	1	140	25	100	73	150	0	1	949	528	3,9	7,7	0	0	1	1	0,314	1	1042	10502	0	OK	
9	1	160	25	100	73	130	0	1	1074	764	3,9	7,7	0	0	1	2	0,303	1	1322	10502	0	OK	
10	1	180	25	100	73	110	0	1	1199	1059	3,9	7,7	0	0	1	3	0,296	1	1634	10502	0	OK	
11	1	200	25	100	73	90	0	1	1324	1420	3,9	7,7	0	0	2	4	0,292	1	1977	10502	0	OK	
12	1	220	25	100	73	70	0	1	1449	1852	3,9	7,7	0	0	2	6	0,289	1	2353	10502	0	OK	
13	1	240	25	100	73	50	0	1	1574	2363	3,9	7,7	0	0	3	7	0,288	1	2761	10502	0	OK	
14	1	250	25	100	73	40	0	1	1636	2650	3,9	7,7	0	0	3	8	0,287	1	2976	10502	0	OK	

VERIFICHE MURO 1																							
VERIFICHE DI RESISTENZA MURO																							
Sez N.	El em	Dist cm	H cm	B cm	Xg cm	Yg cm	Ang °	Cmb File	Nsdu Kg	Msdu Kgm	A sin cmq	A des cmq	An. s °	An. d °	eps cls%	eps acc%	Asse neut.	Cmb tag	Vsdu Kg	Vrdu c Kg	Vrdu s Kg	A sta cmq/m	Verif.
1	4	0	40	100	40	20	-90	1	1500	40	0,0	0,0	0	0	0	0	1,000	1	0	0	0	OK	
2	4	20	40	100	20	20	-90	1	1500	-127	7,7	7,7	0	0	0	0	0,988	1	-1651	14609	0	OK	
3	4	40	40	100	40	20	-90	1	1500	-604	7,7	7,7	0	0	0	1	0,308	1	-3069	14609	0	OK	
4	4	60	40	100	60	20	-90	1	1500	-1335	7,7	7,7	0	0	0	2	0,244	1	-4188	14609	0	OK	

VERIFICHE MURO 1																							
VERIFICHE DI RESISTENZA MURO																							
Sez N.	El em	Dist cm	H cm	B cm	Xg cm	Yg cm	Ang °	Cmb File	Nsdu Kg	Msdu Kgm	A sin cmq	A des cmq	An. s °	An. d °	eps cls%	eps acc%	Asse neut.	Cmb tag	Vsdu Kg	Vrdu c Kg	Vrdu s Kg	A sta cmq/m	Verif.
1	5	0	40	100	145	20	90	1	821	-7	0,0	0,0	0	0	0	0	1,000	1	-299	0	0	OK	
2	5	20	40	100	125	20	90	1	-1559	437	7,7	7,7	0	0	0	1	0,113	1	-1746	14609	0	OK	
3	5	40	40	100	105	20	90	1	-1559	-17	7,7	7,7	0	0	0	1	0,000	1	-2720	14609	0	OK	
4	5	60	40	100	85	20	90	1	-1559	-625	7,7	7,7	0	0	0	2	0,140	1	-3296	14609	0	OK	

VERIFICHE MURO 1																							
VERIFICHE DI RESISTENZA MURO																							
Sez N.	El em	Dist cm	H cm	B cm	Xg cm	Yg cm	Ang °	Cmb File	Nsdu Kg	Msdu Kgm	A sin cmq	A des cmq	An. s °	An. d °	eps cls%	eps acc%	Asse neut.	Cmb tag	Vsdu Kg	Vrdu c Kg	Vrdu s Kg	A sta cmq/m	Verif.
1	6	0	20	100	135	-15	180	1	201	-5	0,0	0,0	0	0	0	0	1,000	1	0	0	0	OK	
2	6	15	20	100	135	0	180	1	126	174	3,1	3,1	0	0	0	2	0,222	1	2380	8167	0	OK	

VERIFICHE MURO 1										
FESSURAZIONE MURI										
Muro N.	Ele	Tipo Comb	Cmb fes	Sez. fes	N fes Kg	M fes Kgm	Dist. cm	Wcalc mm	W Lim mm	Verifica
1	6	Freq	1	2	257	99	33	0,04	0,40	OK
		Perm	1	2	257	99	33	0,04	0,30	OK
1	5	Freq	1	4	-748	-541	21	0,04	0,40	OK
		Perm	1	4	-748	-541	21	0,04	0,30	OK
1	4	Freq	1	4	1500	-982	22	0,05	0,40	OK
		Perm	1	4	1500	-982	22	0,05	0,30	OK
1	1	Freq	1	14	1616	1976	22	0,21	0,40	OK
		Perm	1	14	1616	1976	22	0,21	0,30	OK

VERIFICHE MURO 1																
TENSIONI DI ESERCIZIO MURI																
Muro N.	Ele	Tipo Comb	Cmb σc	Sez. σc	N σc Kg	M σc Kgm	σc Kg/cmq	σc max Kg/cmq	Cmb σf	Sez. σf	N σf Kg	M σf Kgm	σf Kg/cmq	σf max Kg/cmq	Verifica	
1	6	rara	1	2	257	99	4,7	150,0	1	2	257	99	157	3600	OK	
		perm	1	2	257	99	4,7	112,0							OK	
1	5	rara	1	4	-748	-541	4,6	150,0	1	4	-748	-541	255	3600	OK	
		perm	1	4	-748	-541	4,6	112,0							OK	
1	4	rara	1	4	1500	-982	8,7	150,0	1	4	1500	-982	280	3600	OK	
		perm	1	4	1500	-982	8,7	112,0							OK	
1	1	rara	1	14	1616	1976	41,1	150,0	1	14	1616	1976	1202	3600	OK	
		perm	1	14	1616	1976	41,1	112,0							OK	

VERIFICA PORTANZA MURO 1		
VERIFICHE PORTANZA FONDAZIONE		
Numero dello strato corrispondente alla fondazione:	2	---
Combinazione di carico piu' gravosa:	1	A1
Scarico complessivo ortogonale al piano di posa:		8,58 t/m
Scarico complessivo parallelo al piano di posa:		2,38 t/m
Eccentricita' dello scarico lungo il piano di posa:		-0,23 m
Larghezza della fondazione:		1,65 m
Lunghezza della fondazione:		30,00 m
Valore efficace della larghezza:		1,19 m
Peso specifico omogeneizzato del terreno:		Kg/mc
	2500	
Pressione verticale dovuta al peso del terrapieno a valle :		1,75 t/mq
VERIFICA IN CONDIZIONI DRENATE		
Fattori di capacita' portante: Ng =	22,4025	Nq = 18,4011 Nc = 30,1396
Fattori di forma: Sg =	1,0119	Sq = 1,0119 Sc = 1,0238
Fattori di profondita: Dg =	1,0000	Dq = 1,1973 Dc = 1,2086
Fattori inclinazione carico: Ig =	0,3821	Iq = 0,5287 Ic = 0,5016
Fattori inclinazione base: Bg =	1,0000	Bq = 1,0000 Bc = 1,0000
Fattori incl. piano campagna: Gg =	1,0000	Gq = 1,0000 Gc = 1,0000
Pressione media limite:		182,71 t/mq
Sforzo normale limite:		155,12 t/m
Coefficiente di sicurezza:		18,08 ---
LA VERIFICA RISULTA SODDISFATTA		

DATI TERRAPIENO MURO 2

Muro n.2	MURO 2	H 2.00 m
DATI TERRAPIENO		
Altezza del terrapieno a monte nel punto di contatto col muro:	2	m
Altezza del terrapieno a valle nel punto di contatto col muro:	7	m
Inclinaz. media terreno valle(positivo se scende verso valle):	0	°
Angolo di attrito tra fondazione e terreno:	20	°
Adesione tra fondazione e terreno:	0	Kg/cmq
Angolo di attrito tra fondazione e terreno in presenza acqua:	20	°
Adesione tra fondazione e terreno in presenza di acqua:	0	Kg/cmq
Permeabilita' Terreno:ALTA		
Muro Vincolato:NO		
Coefficiente di intensita' sismica orizzontale:.038		
Coefficiente di intensita' sismica verticale:.019		

DATI STRATIGR. MURO 2

STRATIGRAFIA DEL TERRENO		
STRATO n.	1	:
Spessore dello strato:	2,50	m
Angolo di attrito interno del terreno:	28	°
Angolo di attrito tra terreno e muro:	18	°
Coesione del terreno in condizioni drenate:	0,05	Kg/cmq
Adesione tra il terreno e il muro in condizioni drenate:	0,00	Kg/cmq
Peso specifico apparente del terreno in assenza di acqua:	1800	Kg/mc
Coesione del terreno in condizioni non drenate:	0,30	Kg/cmq
Adesione tra il terreno e il muro in condizioni non drenate:	0,00	Kg/cmq
Peso specifico efficace del terreno sommerso:	800	Kg/mc
STRATO n.	2	:
Spessore dello strato:	3,00	m
Angolo di attrito interno del terreno:	30	°
Angolo di attrito tra terreno e muro:	20	°
Coesione del terreno in condizioni drenate:	0,80	Kg/cmq
Adesione tra il terreno e il muro in condizioni drenate:	0,00	Kg/cmq
Peso specifico apparente del terreno in assenza di acqua:	2500	Kg/mc
Coesione del terreno in condizioni non drenate:	0,00	Kg/cmq
Adesione tra il terreno e il muro in condizioni non drenate:	0,00	Kg/cmq
Peso specifico efficace del terreno sommerso:	1500	Kg/mc

GEOMETRIA MURO 2

MURO A MENSOLA IN CEMENTO ARMATO	
Altezza del paramento:	2,00 m
Spessore del muro in testa (sezione orizzontale):	25 cm
Scostamento della testa del muro (positivo verso monte):	0 cm
Spessore del muro alla base (sezione orizzontale):	25 cm

GEOMETRIA MURO 2

FONDAZIONE DIRETTA	
Lunghezza della mensola di fondazione a valle:	60 cm
Lunghezza della mensola di fondazione a monte:	60 cm
Spessore minimo della mensola a valle:	40 cm
Spessore massimo della mensola a valle:	40 cm
Spessore minimo della mensola a monte:	40 cm
Spessore massimo della mensola a monte:	40 cm
Inclinazione del piano di posa della fondazione:	0 °
Sviluppo della fondazione:	10,0 m
Spessore del magrone:	10 cm
Altezza del dente di fondazione:	15 cm
Spessore minimo del dente di fondazione:	10 cm
Spessore massimo del dente di fondazione:	10 cm
Il dente di fondazione e' posizionato all'estremita' di monte	

CARICHI MURO 2

SOVRACCARICHI SUL TERRAPIENO	
CONDIZIONE n.	1 ----
Sovraccarico uniformemente distribuito generalizzato:	0,40 t/mq
Sovraccarico uniformemente distribuito a nastro:	0,00 t/mq
Distanza dal muro del punto di inizio del carico a nastro:	0,00 m
Distanza dal muro del punto di fine del carico a nastro:	0,00 m
Sovraccarico concentrato lineare lungo lo sviluppo:	0,00 t/m
Distanza dal muro del punto di applicazione carico lineare:	0,00 m
Carico concentrato puntiforme:	0,00 t
Interasse tra i carichi puntiformi lungo lo sviluppo:	1,00 m
Distanza dal muro punto di applicazione carico puntiforme:	0,00 m
Sovraccarico uniformemente distribuito terrapieno a valle:	0,00 t/mq

COMBINAZIONI MURO 2

Cond. Num.	Descrizione Condizione
1	PERMANENTE

COMBINAZIONI MURO 2

COMBINAZIONI DI CARICO S.L.U. A 1											
Comb	Cond.1	Cond.2	Cond.3	Cond.4	Cond.5	Cond.6	Cond.7	Cond.8	Cond.9	Cond.10	Sisma
1	1,50										0,00
2	1,00										1,00

COMBINAZIONI MURO 2

COMBINAZIONI DI CARICO S.L.E. RARA											
Comb	Cond.1	Cond.2	Cond.3	Cond.4	Cond.5	Cond.6	Cond.7	Cond.8	Cond.9	Cond.10	Sisma
1	1,00										

COMBINAZIONI MURO 2

COMBINAZIONI DI CARICO S.L.E. FREQ.											
Comb	Cond.1	Cond.2	Cond.3	Cond.4	Cond.5	Cond.6	Cond.7	Cond.8	Cond.9	Cond.10	Sisma
1	1,00										

COMBINAZIONI MURO 2

COMBINAZIONI DI CARICO S.L.E. PERM.											
Comb	Cond.1	Cond.2	Cond.3	Cond.4	Cond.5	Cond.6	Cond.7	Cond.8	Cond.9	Cond.10	Sisma
1	1,00										

SPINTE A MONTE MURO 2 - Tabella Combinazioni: A1

SPINTE DEL TERRAPIENO A MONTE																				
Cmb n.	Fx tot Kg/m	Fy tot Kg/m	H tot m	X tot m	Fx tp Kg/m	Fy tp Kg/m	H tp m	X tp m	Fx esp Kg/m	Fy esp Kg/m	H esp m	X esp m	Fx w Kg	Fy w Kg	H w m	X w m	K sta	K sis	C sis	
1	2990	2347	0,80	1,25		1335	0,00	1,05			0,00	0,00			0,00	0,00	0,412	0,412	0,00	
2	2511	2008	0,79	1,25	0	37	990	1,00	1,05	0	0	0,00	0,00	0	0	0,00	0,00	0,407	0,456	0,00

SPINTE A VALLE MURO 2 - Tabella Combinazioni: A1

SPINTE DEL TERRAPIENO A VALLE																			
Cmb n.	Fx tot Kg/m	Fy tot Kg/m	H tot m	X tot m	Fx tp Kg/m	Fy tp Kg/m	H tp m	X tp m	Fx esp Kg/m	Fy esp Kg/m	H esp m	X esp m	Fx w Kg	Fy w Kg	H w m	X w m	K sta	K sis	C sis
1	1152		0,22	0,06			278	0,00	0,34			0,00	0,00			0,00	0,00	2,619	2,62
2	1104	87	0,22	0,06	0		273	0,54	0,34	0	0	0,00	0,00	0	0	0,00	0,00	2,620	2,51
		85								0	0		0	0					

SPINTE A MONTE MURO 2 - Tabella Combinazioni: Rare

SPINTE DEL TERRAPIENO A MONTE																			
Cmb n.	Fx tot Kg/m	Fy tot Kg/m	H tot m	X tot m	Fx tp Kg/m	Fy tp Kg/m	H tp m	X tp m	Fx esp Kg/m	Fy esp Kg/m	H esp m	X esp m	Fx w Kg	Fy w Kg	H w m	X w m	K sta	K sis	C sis
1	2248	1761	0,79	1,26		1027	0,00	1,05			0,00	0,00			0,00	0,00	0,412	0,412	0,00
					0					0	0		0	0					

SPINTE A VALLE MURO 2 - Tabella Combinazioni: Rare																			
SPINTE DEL TERRAPIENO A VALLE																			
Cmb n.	Fx tot Kg/m	Fy tot Kg/m	H tot m	X tot m	Fx tp Kg/m	Fy tp Kg/m	H tp m	X tp m	Fx esp Kg/m	Fy esp Kg/m	H esp m	X esp m	Fx w Kg	Fy w Kg	H w m	X w m	K sta	K sis	
1	1152		0,22	0,06			278	0,00	0,34			0,00	0,00			0,00	0,00	2,619	2,62
		87			0					0	0			0	0				

SPINTE A MONTE MURO 2 - Tabella Combinazioni: Freq.																			
SPINTE DEL TERRAPIENO A MONTE																			
Cmb n.	Fx tot Kg/m	Fy tot Kg/m	H tot m	X tot m	Fx tp Kg/m	Fy tp Kg/m	H tp m	X tp m	Fx esp Kg/m	Fy esp Kg/m	H esp m	X esp m	Fx w Kg	Fy w Kg	H w m	X w m	K sta	K sis	C sif
1	2248	1761	0,79	1,26		1027	0,00	1,05			0,00	0,00			0,00	0,00	0,412	0,412	0,00
					0				0	0			0	0					

SPINTE A VALLE MURO 2 - Tabella Combinazioni: Freq.																			
SPINTE DEL TERRAPIENO A VALLE																			
Cmb n.	Fx tot Kg/m	Fy tot Kg/m	H tot m	X tot m	Fx tp Kg/m	Fy tp Kg/m	H tp m	X tp m	Fx esp Kg/m	Fy esp Kg/m	H esp m	X esp m	Fx w Kg	Fy w Kg	H w m	X w m	K sta	K sis	
1	1152		0,22	0,06			278	0,00	0,34			0,00	0,00			0,00	0,00	2,619	2,62
		87			0					0	0			0	0				

SPINTE A MONTE MURO 2 - Tabella Combinazioni: Perm.																			
SPINTE DEL TERRAPIENO A MONTE																			
Cmb n.	Fx tot Kg/m	Fy tot Kg/m	H tot m	X tot m	Fx tp Kg/m	Fy tp Kg/m	H tp m	X tp m	Fx esp Kg/m	Fy esp Kg/m	H esp m	X esp m	Fx w Kg	Fy w Kg	H w m	X w m	K sta	K sis	C sif
1	2248	1761	0,79	1,26		1027	0,00	1,05			0,00	0,00			0,00	0,00	0,412	0,412	0,00
					0				0	0			0	0					

SPINTE A VALLE MURO 2 - Tabella Combinazioni: Perm.																			
SPINTE DEL TERRAPIENO A VALLE																			
Cmb n.	Fx tot Kg/m	Fy tot Kg/m	H tot m	X tot m	Fx tp Kg/m	Fy tp Kg/m	H tp m	X tp m	Fx esp Kg/m	Fy esp Kg/m	H esp m	X esp m	Fx w Kg	Fy w Kg	H w m	X w m	K sta	K sis	
1	1152		0,22	0,06			278	0,00	0,34			0,00	0,00			0,00	0,00	2,619	2,62
		87			0					0	0			0	0				

SPINTE A MONTE MURO 2 - Tabella Combinazioni: SLD																			
SPINTE DEL TERRAPIENO A MONTE																			
Cmb n.	Fx tot Kg/m	Fy tot Kg/m	H tot m	X tot m	Fx tp Kg/m	Fy tp Kg/m	H tp m	X tp m	Fx esp Kg/m	Fy esp Kg/m	H esp m	X esp m	Fx w Kg	Fy w Kg	H w m	X w m	K sta	K sis	C sif
2	2581	2071	0,79	1,25			0,99	1,05			0,00	0,00			0,00	0,00	0,405	0,467	0,00
					46	986				0	0			0	0				

VERIFICHE STABILITA' MURO 2		
VERIFICA AL RIBALTAMENTO		
Combinazione di carico piu' svantaggiosa:		A2
Momento forze ribaltanti complessivo:	2	2502 Kg/m
Momento stabilizzante forze peso e carichi:		5306 Kg/m
Momento stabilizzante massimo dovuto ai tiranti:		Kg/m
Coefficiente sicurezza minimo al ribaltamento:	0	2,12 ----
LA VERIFICA RISULTA SODDISFATTA		

VERIFICHE STABILITA' MURO 2		
VERIFICA ALLO SCORRIMENTO		
Combinazione di carico piu' svantaggiosa:		A1
Risultante forze che attivano lo scorrimento:	1	2984 Kg/m
Risultante forze che si oppongono allo scorrimento:		14874 Kg/m
Forza dei tiranti che si oppone allo scorrimento:		Kg/m
Coefficiente sicurezza minimo allo scorrimento:	0	4,98 ----
LA VERIFICA RISULTA SODDISFATTA		

VERIFICHE MURO 2																							
VERIFICHE DI RESISTENZA MURO																							
Sez N.	El em	Dist cm	H cm	B cm	Xg cm	Yg cm	Ang °	Cmb Fle	Nsdu Kg	Msdm Kgm	A sin cmq	A des cmq	An. s °	An. d °	eps cls%	eps acc%	Asse neut.	Cmb tag	Vsdu Kg	Vrdu c Kg	Vrdu s Kg	A sta cmq/m	Verif.
1	1	0	25	100	73	240	0	1	0	0	0,0	0,0	0	0	0	0	1,000	1	0	0	0		OK
2	1	20	25	100	73	220	0	1	132	4	3,9	7,7	0	0	0	0	1,000	1	54	10502	0		OK
3	1	40	25	100	73	200	0	1	257	23	3,9	7,7	0	0	0	0	0,682	1	143	10502	0		OK
4	1	60	25	100	73	180	0	1	382	63	3,9	7,7	0	0	0	0	0,438	1	264	10502	0		OK
5	1	80	25	100	73	160	0	1	507	131	3,9	7,7	0	0	0	0	0,367	1	416	10502	0		OK
6	1	100	25	100	73	140	0	1	632	232	3,9	7,7	0	0	0	1	0,338	1	601	10502	0		OK
7	1	120	25	100	73	120	0	1	757	373	3,9	7,7	0	0	0	1	0,320	1	817	10502	0		OK
8	1	140	25	100	73	100	0	1	882	561	3,9	7,7	0	0	1	2	0,307	1	1065	10502	0		OK
9	1	160	25	100	73	80	0	1	1007	801	3,9	7,7	0	0	1	2	0,299	1	1345	10502	0		OK
10	1	180	25	100	73	60	0	1	1132	1101	3,9	7,7	0	0	1	3	0,294	1	1657	10502	0		OK
11	1	200	25	100	73	40	0	1	1257	1466	3,9	7,7	0	0	2	4	0,290	1	2001	10502	0		OK

VERIFICHE MURO 2																							
VERIFICHE DI RESISTENZA MURO																							
Sez N.	El em	Dist cm	H cm	B cm	Xg cm	Yg cm	Ang °	Cmb Fle	Nsdu Kg	Msdm Kgm	A sin cmq	A des cmq	An. s °	An. d °	eps cls%	eps acc%	Asse neut.	Cmb tag	Vsdu Kg	Vrdu c Kg	Vrdu s Kg	A sta cmq/m	Verif.
1	4	0	40	100		20	-90	1	997	27	0,0	0,0	0	0	0	0	1,000	1	0	0	0		OK
2	4	20	40	100	20	20	-90	1	997	-67	7,7	7,7	0	0	0	0	1,000	1	-925	14609	0		OK
3	4	40	40	100	40	20	-90	1	997	-337	7,7	7,7	0	0	0	0	0,328	1	-1758	14609	0		OK
4	4	60	40	100	60	20	-90	1	997	-762	7,7	7,7	0	0	0	0	0,251	1	-2474	14609	0		OK

VERIFICHE MURO 2																							
VERIFICHE DI RESISTENZA MURO																							
Sez N.	El em	Dist cm	H cm	B cm	Xg cm	Yg cm	Ang °	Cmb Fle	Nsdu Kg	Msdm Kgm	A sin cmq	A des cmq	An. s °	An. d °	eps cls%	eps acc%	Asse neut.	Cmb tag	Vsdu Kg	Vrdu c Kg	Vrdu s Kg	A sta cmq/m	Verif.
1	5	0	40	100	145	20	90	1	718	-5	0,0	0,0	0	0	0	0	1,000	1	-233	0	0		OK
2	5	20	40	100	125	20	90	1	-1120	371	7,7	7,7	0	0	0	1	0,126	1	-1010	14609	0		OK
3	5	40	40	100	105	20	90	1	-1120	113	7,7	7,7	0	0	0	1	0,000	1	-1535	14609	0		OK
4	5	60	40	100	85	20	90	1	-1120	-229	7,7	7,7	0	0	0	1	0,085	1	-1846	14609	0		OK

VERIFICHE MURO 2																							
VERIFICHE DI RESISTENZA MURO																							
Sez N.	El em	Dist cm	H cm	B cm	Xg cm	Yg cm	Ang °	Cmb Fle	Nsdu Kg	Msdm Kgm	A sin cmq	A des cmq	An. s °	An. d °	eps cls%	eps acc%	Asse neut.	Cmb tag	Vsdu Kg	Vrdu c Kg	Vrdu s Kg	A sta cmq/m	Verif.
1	6	0	10	100	140	-15	180	1	272	0	0,0	0,0	0	0	0	0	1,000	1	0	0	0		OK
2	6	15	10	100	140		180	1	234	138	2,0	2,0	0	0	2	5	0,302	1	1838	3267	0		OK

VERIFICHE MURO 2											
FESSURAZIONE MURI											
Muro N.	Ele	Tipo Comb	Cmb fes	Sez. fes	N fes Kg	M fes Kgm	Dist. cm	Wcalc mm	W Lim mm	Verifica	
2	6	Freq	1	2	242	82	39	0,16	0,40	OK	
		Perm	1	2	242	82	39	0,16	0,30	OK	
2	5	Freq	1	4	-551	-227	22	0,02	0,40	OK	
		Perm	1	4	-551	-227	22	0,02	0,30	OK	
2	4	Freq	1	4	997	-555	22	0,03	0,40	OK	
		Perm	1	4	997	-555	22	0,03	0,30	OK	
2	1	Freq	1	11	1255	1087	22	0,11	0,40	OK	
		Perm	1	11	1255	1087	22	0,11	0,30	OK	

VERIFICHE MURO 1															
TENSIONI DI ESERCIZIO MURI															
Muro N.	Ele	Tipo Comb	Cmb σc	Sez. σc	N σc Kg	M σc Kgm	σc Kg/cmq	σc max Kg/cmq	Cmb σf	Sez. σf	N σf Kg	M σf Kgm	σf Kg/cmq	σf max Kg/cmq	Verifica
1	6	rara	1	2	257	99	4,7	150,0	1	2	257	99	157	3600	OK
		perm	1	2	257	99	4,7	112,0							OK
1	5	rara	1	4	-748	-541	4,6	150,0	1	4	-748	-541	255	3600	OK
		perm	1	4	-748	-541	4,6	112,0							OK
1	4	rara	1	4	1500	-982	8,7	150,0	1	4	1500	-982	280	3600	OK
		perm	1	4	1500	-982	8,7	112,0							OK
1	1	rara	1	14	1616	1976	41,1	150,0	1	14	1616	1976	1202	3600	OK
		perm	1	14	1616	1976	41,1	112,0							OK

VERIFICHE MURO 2															
TENSIONI DI ESERCIZIO MURI															
Muro N.	Ele	Tipo Comb	Cmb σc	Sez. σc	N σc Kg	M σc Kgm	σc Kg/cmq	σc max Kg/cmq	Cmb σf	Sez. σf	N σf Kg	M σf Kgm	σf Kg/cmq	σf max Kg/cmq	Verifica
2	6	rara	1	2	242	82	19,8	150,0	1	2	242	82	500	3600	OK
		perm	1	2	242	82	19,8	112,0							OK
2	5	rara	1	4	-551	-227	1,8	150,0	1	4	-551	-227	123	3600	OK
		perm	1	4	-551	-227	1,8	112,0							OK
2	4	rara	1	4	997	-555	4,9	150,0	1	4	997	-555	149	3600	OK
		perm	1	4	997	-555	4,9	112,0							OK
2	1	rara	1	11	1255	1087	22,8	150,0	1	11	1255	1087	636	3600	OK
		perm	1	11	1255	1087	22,8	112,0							OK

VERIFICA PORTANZA MURO 2		
VERIFICHE PORTANZA FONDAZIONE		
Numero dello strato corrispondente alla fondazione:	2	---
Combinazione di carico piu' gravosa:	1	A1
Scarico complessivo ortogonale al piano di posa:		7,15 t/m
Scarico complessivo parallelo al piano di posa:		1,84 t/m
Eccentricita' dello scarico lungo il piano di posa:		-0,12 m
Larghezza della fondazione:		1,65 m
Lunghezza della fondazione:		10,00 m
Valore efficace della larghezza:		1,41 m
Peso specifico omogeneizzato del terreno:		Kg/mc
	2500	
Pressione verticale dovuta al peso del terrapieno a valle :		1,75 t/mq
VERIFICA IN CONDIZIONI DRENATE		
Fattori di capacita' portante: Ng =	22,4025	Nq = 18,4011 Nc = 30,1396
Fattori di forma: Sg =	1,0423	Sq = 1,0423 Sc = 1,0845
Fattori di profondita: Dg =	1,0000	Dq = 1,1682 Dc = 1,1779
Fattori inclinazione carico: Ig =	0,4252	Iq = 0,5724 Ic = 0,5479
Fattori inclinazione base: Bg =	1,0000	Bq = 1,0000 Bc = 1,0000
Fattori incl. piano campagna: Gg =	1,0000	Gq = 1,0000 Gc = 1,0000
Pressione media limite:		207,94 t/mq
Sforzo normale limite:		209,20 t/m
Coefficiente di sicurezza:		29,27 ---
LA VERIFICA RISULTA SODDISFATTA		

Ulteriore verifica della portanza del terreno:
 si assume per il calcolo della portanza, in luogo della teoria di *Brinch-Hansen*, quella esplicita, fornita dal progettista, sotto forma di una tensione massima ovvero $\sigma_{terr\ max} = 1,6\ kg/cmq$

VERIFICA PORTANZA MURO 1		
VERIFICHE PORTANZA FONDAZIONE		
Numero dello strato corrispondente alla fondazione:	2	---
Combinazione di carico piu' gravosa:	1	A1
Scarico complessivo ortogonale al piano di posa:		8,58 t/m
Scarico complessivo parallelo al piano di posa:		2,38 t/m
Eccentricita' dello scarico lungo il piano di posa:		-0,23 m
Larghezza della fondazione:		1,65 m
Lunghezza della fondazione:		30,00 m
Valore efficace della larghezza:		1,65 m
Peso specifico omogeneizzato del terreno:		Kg/mc
	0	
Pressione verticale dovuta al peso del terrapieno a valle :		0,00 t/mq
Pressione massima di esercizio:		9,56 t/mq
Pressione media limite:		8,70 t/mq
Sforzo normale limite:		10,25 t/m
Coefficiente di sicurezza:		1,20 ---
LA VERIFICA RISULTA SODDISFATTA		

VERIFICA PORTANZA MURO 2		
VERIFICHE PORTANZA FONDAZIONE		
Numero dello strato corrispondente alla fondazione:	2	---
Combinazione di carico piu' gravosa:	1	A1
Scarico complessivo ortogonale al piano di posa:		7,15 t/m
Scarico complessivo parallelo al piano di posa:		1,84 t/m
Eccentricita' dello scarico lungo il piano di posa:		-0,12 m
Larghezza della fondazione:		1,65 m
Lunghezza della fondazione:		10,00 m
Valore efficace della larghezza:		1,65 m
Peso specifico omogeneizzato del terreno:		Kg/mc
	0	
Pressione verticale dovuta al peso del terrapieno a valle :		0,00 t/mq
Pressione massima di esercizio:		6,23 t/mq
Pressione media limite:		11,12 t/mq
Sforzo normale limite:		13,10 t/m
Coefficiente di sicurezza:		1,83 ---
LA VERIFICA RISULTA SODDISFATTA		



Via Aglietto 90 - 17100 Savona tel. 019-84101 fax. 019-8410210

COMUNE DI BALESTRINO

**Manutenzione straordinaria di alloggi siti in via
Provinciale civ. 23 int. 5 e 6**

Manutenzione straordinaria copertura edificio

**Sistemazione spazi esterni con rettifica curva di
via Lucifredi**

Progetto Esecutivo

RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO:

geom. Maurizio Noli

PROGETTISTA:

ing. Paola ANDREOLI

COLLABORATORI:

ELABORATO:

Relazione sulla copertura

Tavola:

J4

DATA: Dicembre 2015

Rifacimento copertura Balestrino

L'intervento di straordinaria manutenzione di seguito relazionato ha come oggetto il rifacimento della copertura del fabbricato sito nel comune di Balestrino, via Provinciale 23. Allo stato la copertura a due falde dell'edificio è costituita da manto di copertura in tegole marsigliesi, tavolato ligneo, orditura secondaria in travetti in legno (sezione rettangolare dimensioni 15x17 cm circa; passo pari a 80 cm circa) ed orditura principale in travi in cemento armato.

L'intervento prevede la rimozione del manto di copertura e di tutta l'orditura secondaria ovvero dei travetti lignei esistenti ed il rifacimento mediante travetti metallici prefabbricati zincati a caldo, sovrastanti pannelli coibenti tipo isotec di spessore pari a 6 cm e manto in tegole marsigliesi.

La nuova orditura secondaria sarà costituita da travetti in tralicci metallici prefabbricati di altezza precalcolata, zincati a caldo ed assemblati in opera esclusivamente a mezzo di bulloni ed appositi elementi di giunzione e di sostegno, posti ad interasse predefinito (passo 80 cm) e predisposti con elementi di aggancio superiore.

L'orditura principale esistente in cemento armato (trave di colmo e travi di gronda, pilastri portanti) verrà mantenuta in opera.

I tralicci metallici prefabbricati di falda saranno vincolati alla struttura esistente in cemento armato mediante tassellatura chimica e dovranno rispettare le seguenti caratteristiche:

- Travetti zincati a caldo a norma UNI EN ISO 1461, a sezione rettangolare, costituiti da n.ro 2 correnti superiori e n.ro 2 correnti inferiori in tondo B 450 C, uniti da n.ro 1 serpentina intermedia in tondo liscio S 355 a passo costante.
- Saldature a filo continuo a norma UNI EN ISO 1307 – 2.1.1.4
- Trattamento antiruggine
- Inflessione massima:
- freccia limite falda $SLE = < Luce/250$
- Altezza tralicci = 200 [mm] circa per luce falda $\approx 5,30$ m
- Passo tralicci in acciaio = 800 [mm] circa

Il dimensionamento strutturale dei travetti metallici sarà a cura del soggetto prefabbricatore e dovrà rispettare i parametri progettuali indicati nella presente relazione. In particolare l'Impresa esecutrice dovrà sottoporre all'approvazione della Direzione Lavori la Relazione di Calcolo antisimica delle strutture metalliche prefabbricate, redatta da professionista; detta relazione abilitata verrà depositata all'ufficio Cementi Armati della Provincia di Savona prima dell'inizio delle lavorazioni di posa della nuova copertura.

Parametri progettuali

Località di riferimento: comune di Balestrino

Zona sismica: 3A

Sovraccarico permanente: 65 daN/mq (15 daN/mq peso proprio tralicci; 40 daN/mq peso proprio tegole marsigliesi; 10 daN/mq peso proprio pannelli coibenti)

Sovraccarico accidentale: 50 daN/mq

Sovraccarico vento e neve: località di riferimento comune di Balestrino

Caratteristiche geometriche della falda a capanna: (in riferimento alla tavola allegata al progetto, vedere allegato D)

Luce dei travetti: 5,30 m

Pendenza della falda: 0,56 (angolo = 29,2 °)

Interasse travetti: 80 cm

I travetti prefabbricati dovranno soddisfare le verifiche di resistenza allo stato limite ultimo, le verifiche di deformabilità allo stato limite di esercizio.

Si precisa inoltre che l'intervento di manutenzione straordinaria sopra descritto si profila ai sensi delle vigenti Norme Tecniche NTC 2008 come "intervento di riparazione o locale" (par. 8.4.3) su edificio esistente. Si precisa infatti che si prevede unicamente la sostituzione degli elementi portanti secondari della copertura, mentre sia l'orditura principale in cemento armato che tutta la struttura dell'edificio rimangono inalterate.

I sovraccarichi permanenti sulla copertura non variano:

Analisi dei carichi stato attuale:

15 daN/mq peso proprio travetti lignei

15 daN/mq peso proprio tavolato ligneo;

40 daN/mq peso proprio tegole marsigliesi;

sommano 70 daN/mq

Analisi dei carichi di progetto:

15 daN/mq peso proprio tralicci;

40 daN/mq peso proprio tegole marsigliesi;

10 daN/mq peso proprio pannelli coibenti

sommano 65 daN/mq

IL PROGETTISTA DELLE OPERE STRUTTURALI
(Ing. Paola ANDREOLI)

COMUNE DI BALESTRINO

**Manutenzione straordinaria di alloggi siti in via
Provinciale civ. 23 int. 5 e 6**

Manutenzione straordinaria copertura edificio

**Sistemazione spazi esterni con rettifica curva di
via Lucifredi**

Progetto Esecutivo

RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO:

geom. Maurizio Noli

PROGETTISTA:

ing. Paola ANDREOLI

COLLABORATORI:

ELABORATO:

Piano di manutenzione opere strutturali

Tavola:

J5

DATA: Dicembre 2015

PIANO DI MANUTENZIONE

RELATIVO ALLE STRUTTURE
(DM 14 gennaio 2008)

Comune di Balestrino
Provincia di Savona

descrizione dell'opera	Lavori di manutenzione straordinaria sulla copertura dell'edificio civ. 23 e sistemazione aree esterne con realizzazione di nuovo muro di sostegno
indirizzo	via Provinciale 23 Comune di Balestrino
committente	ARTE SAVONA
progettista strutture	ing. Paola Andreoli
direttore dei lavori strutture	ing. Paola Andreoli
impresa	

Savona, 09/12/2015

Il committente
ARTE SAVONA

Il progettista
ing. Paola Andreoli

PREMESSA

Il piano di manutenzione delle strutture è il documento complementare al progetto strutturale che ne prevede, pianifica e programma tenendo conto degli elaborati progettuali esecutivi dell'intera opera l'attività di manutenzione, al fine di mantenerne nel tempo la funzionalità, le caratteristiche di qualità l'efficienza ed il valore economico.

I manuali d'uso e di manutenzione rappresentano gli strumenti con cui l'utente si rapporta con l'immobile: direttamente utilizzandolo evitando comportamenti anomali che possano danneggiarne o comprometterne la durabilità e le caratteristiche; attraverso i manutentori che utilizzeranno così metodologie più confacenti ad una gestione che coniughi economicità e durabilità del bene.

A tal fine, i manuali definiscono le procedure di raccolta e di registrazione dell'informazione nonché le azioni necessarie per impostare il piano di manutenzione e per organizzare in modo efficiente, sia sul piano tecnico che su quello economico, il servizio di manutenzione.

Il manuale d'uso mette a punto una metodica di ispezione dei manufatti che individua sulla base dei requisiti fissati dal progettista in fase di redazione del progetto, la serie di guasti che possono influenzare la durabilità del bene e per i quali, un intervento manutentivo potrebbe rappresentare allungamento della vita utile e mantenimento del valore patrimoniale. Il manuale di manutenzione invece rappresenta lo strumento con cui l'esperto si rapporta con il bene in fase di gestione di un contratto di manutenzione programmata.

Il programma infine è lo strumento con cui, chi ha il compito di gestire il bene, riesce a programmare le attività in riferimento alla previsione del complesso di interventi inerenti la manutenzione di cui si presumono la frequenza, gli indici di costo orientativi e le strategie di attuazione nel medio e nel lungo periodo.

Il piano di manutenzione è organizzato nei tre strumenti individuati dall'art. 40 del regolamento LLPP ovvero:

a) il manuale d'uso;

b) il manuale di manutenzione;

c) il programma di manutenzione;

c1) il sottoprogramma delle prestazioni, che prende in considerazione, per classe di requisito, le prestazioni fornite dal bene e dalle sue parti nel corso del suo ciclo di vita;

c2) il sottoprogramma dei controlli, che definisce il programma delle verifiche e dei controlli al fine di rilevare il livello prestazionale (qualitativo e quantitativo) nei successivi momenti della vita del bene, individuando la dinamica della caduta delle prestazioni aventi come estremi il valore di collaudo e quello minimo di norma;

c3) il sottoprogramma degli interventi di manutenzione, che riporta in ordine temporale i differenti interventi di manutenzione, al fine di fornire le informazioni per una corretta conservazione del bene.

Tali strumenti devono consentire di raggiungere, in accordo con quanto previsto dalla norma " UNI 10874 Criteri di stesura dei manuali d'uso e di manutenzione" almeno i seguenti obiettivi, raggruppati in base alla loro natura:

1) Obiettivi tecnico - funzionali:

- istituire un sistema di raccolta delle "informazioni di base" e di aggiornamento con le "informazioni di ritorno" a seguito degli interventi, che consenta, attraverso l'implementazione e il costante aggiornamento del "sistema informativo", di conoscere e mantenere correttamente l'immobile e le sue parti;

- consentire l'individuazione delle strategie di manutenzione più adeguate in relazione alle caratteristiche del bene immobile ed alla più generale politica di gestione del patrimonio immobiliare;

- istruire gli operatori tecnici sugli interventi di ispezione e manutenzione da eseguire, favorendo la corretta ed efficiente esecuzione degli interventi;

- istruire gli utenti sul corretto uso dell'immobile e delle sue parti, su eventuali interventi di piccola manutenzione che possono eseguire direttamente; sulla corretta interpretazione degli indicatori di uno stato di guasto o di malfunzionamento e sulle procedure per la sua segnalazione alle competenti strutture di manutenzione;

- definire le istruzioni e le procedure per controllare la qualità del servizio di manutenzione.

2) Obiettivi economici:

- ottimizzare l'utilizzo del bene immobile e prolungarne il ciclo di vita con l'effettuazione d'interventi manutentivi mirati;

- conseguire il risparmio di gestione sia con il contenimento dei consumi energetici o di altra natura, sia con la riduzione dei guasti e del tempo di non utilizzazione del bene immobile;

- consentire la pianificazione e l'organizzazione più efficiente ed economica del servizio di manutenzione.

Il presente "Piano di manutenzione riguardante le strutture" previsto dalle nuove Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 14 gennaio 2008 e dalla relativa Circolare Esplicativa 2 febbraio 2009, 617). è redatto seguendo le indicazioni contenute sull'articolo 40 del D.P.R. 554/99.

Tipologia	Lavori di manutenzione straordinaria sulla copertura dell'edificio civ. 23 e sistemazione aree esterne con realizzazione di nuovo muro di sostegno	
Destinazione d'uso	residenziale	
indirizzo	via Provinciale 23 Comune di Balestrino	
Soggetti	<i>qualifica</i>	<i>cognome nome</i>
	committente	ARTE SAVONA
	progettista architettonico	ing. Paola Andreoli
	responsabile del procedimento	geom. Maurizio Noli
	direttore lavori strutture	ing. Paola Andreoli
	progettista strutture	ing. Paola Andreoli
	collaudatore	
	ditta appaltatrice	
permesso di costruire	SCIA del 29/05/2015	
Collaudo statico		
Deposito pratica	Ufficio Cementi Armati e Zone Sismiche Provincia di Savona n° pratica del	
Descrizione opera	<p>I lavori di manutenzione straordinaria in oggetto prevedono due interventi strutturali: realizzazione di nuovo muro di contenimento in calcestruzzo armato Sostituzione dell'orditura secondaria della copertura del fabbricato civ. 23 costituita da travetti lignei con travetti in tralicci metallici prefabbricati di altezza precalcolata, zincati a caldo. L'orditura principale esistente in cemento armato (trave di colmo e travi di gronda, pilastri portanti) verrà mantenuta in opera.</p>	

Strutture presenti

Fondazioni

- | | | |
|---|--|---|
| <input type="checkbox"/> Plinti di fondazione | <input type="checkbox"/> con bicchiere | <input type="checkbox"/> senza bicchiere |
| | <input type="checkbox"/> su pali | <input type="checkbox"/> dirette |
| | <input type="checkbox"/> in opera | <input type="checkbox"/> prefabbricati |
| <input checked="" type="checkbox"/> Travi di fondazione | <input type="checkbox"/> su pali | <input checked="" type="checkbox"/> dirette |
| <input type="checkbox"/> Platee di fondazione | <input type="checkbox"/> su pali | <input type="checkbox"/> dirette |

Strutture verticali

- | | | |
|--|-------------------------------------|--|
| <input type="checkbox"/> Pilastrini in CA | <input type="checkbox"/> in opera | <input type="checkbox"/> prefabbricati |
| <input checked="" type="checkbox"/> Setti in CA | | |
| <input type="checkbox"/> Colonne in acciaio | | |
| <input type="checkbox"/> Pilastrini in legno | | |
| <input type="checkbox"/> Pareti in muratura portante | <input type="checkbox"/> intonacate | <input type="checkbox"/> faccia-vista |
| | <input type="checkbox"/> interne | <input type="checkbox"/> esterne |
| <input type="checkbox"/> Tavolati interni | | |

Strutture orizzontali

- | | | | |
|--|--|----------------------------------|--------------------------------|
| <input type="checkbox"/> Travi in CA | | | |
| <input type="checkbox"/> Travi in CAP | | | |
| <input type="checkbox"/> Travi in legno | | | |
| <input checked="" type="checkbox"/> Travi in acciaio | | | |
| <input type="checkbox"/> Solaio | <input type="checkbox"/> laterocemento | <input type="checkbox"/> legno | |
| | <input type="checkbox"/> acciaio | <input type="checkbox"/> CAP | |
| <input type="checkbox"/> Scale | <input type="checkbox"/> CA | <input type="checkbox"/> acciaio | <input type="checkbox"/> legno |

Tavole allegate al progetto

ELABORATI: allegato D del progetto esecutivo

ELEMENTO TECNICO	Fondazione continua
descrizione	Strutture di fondazione alla base di muri a diretto contatto con il terreno.
modalità uso	Trasferimento delle sollecitazioni statiche e sismiche della struttura al terreno, entro i limiti di pressioni e cedimenti imposti dal progetto. E' opportuno che la struttura non venga modificata nella sua natura e nelle sue sezioni, in relazione a quanto predisposto dal progettista. Deve essere sottoposta ai carichi per cui è stata progettata.
anomalie possibili	Corrosione
	<i>guasti</i> Degrado che implica l'evolversi di un processo chimico: rigonfiamenti del copriferro.
	<i>controlli</i> Distacco del copriferro e formazione di colature di ruggine, aspetto degradato.
	<i>cause</i> Fattori esterni ambientali o climatici, incompatibilità dei materiali e dei componenti, mancata manutenzione.
	<i>intervento</i> Rimozione delle parti di calcestruzzo ammalorato e della ruggine. Protezione con idoneo passivante e ricostruzione dei copriferri.
anomalie possibili	Danneggiamento
	<i>guasti</i> Diminuzione più o meno grave ed evidente di efficienza e di consistenza di un elemento .
	<i>controlli</i> Presenza di lesioni, aspetto degradato.
	<i>cause</i> Cause accidentali, atti di vandalismo.
	<i>intervento</i> Rimozione delle parti di calcestruzzo ammalorato, rimozione della ruggine con energica spazzolatura, protezione con idoneo passivante e ricostruzione dei copriferri.
anomalie possibili	Deformazione
	<i>guasti</i> Alterazione duratura dell'aspetto e della configurazione, misurabile dalla variazione delle distanze tra i suoi punti.
	<i>controlli</i> Inflessione visibile; rigonfiamenti; distacchi; lesioni.

	<i>cause</i>	Presenza di carichi superiori a quelli di calcolo, cedimenti del terreno al di sotto del piano di posa	
	<i>intervento</i>	Rimozione di carichi e/o ripristino strutturale, progettazione di rinforzi, sottofondazioni locali, eliminazione delle cause delle eventuali modifiche geomorfologiche del terreno.	
periodicità dei controlli		Visiva	▼
	<i>descrizione</i>	Valutazione visiva per determinare presenza e dimensioni di anomalie.	
	<i>frequenza</i>	5 anni	<input checked="" type="checkbox"/> utente <input type="checkbox"/> personale specializzato
interventi		Ripristino	▼
	<i>descrizione</i>	Ripristino di parti mancanti o eliminate per ricostruzione dell'integrità dell'elemento.	
	<i>frequenza</i>	quando occorre	<input type="checkbox"/> utente <input checked="" type="checkbox"/> personale specializzato
interventi		Iniezioni di prodotti	▼
	<i>descrizione</i>	Intervento mediante iniezione di amteriale adeguatamente scelto al fine di ripristinare il materiale per il quale si è riscontrata l'anomalia.	
	<i>frequenza</i>	quando occorre	<input type="checkbox"/> utente <input checked="" type="checkbox"/> personale specializzato

ELEMENTO TECNICO	Setti in CA	▼
descrizione	Strutture verticali portanti di pareti realizzate in calcestruzzo armato.	
modalità uso	Trasferire le sollecitazioni statiche e sismiche trasmesse dai piani della sovrastruttura al piano di fondazione.	
anomalie possibili	Corrosione	▼
	<i>guasti</i> Degrado che implica l'evolversi di un processo chimico: rigonfiamenti del copriferro.	
	<i>controlli</i> Distacco del copriferro e formazione di colature di ruggine, aspetto degradato.	
	<i>cause</i> Fattori esterni ambientali o climatici, incompatibilità dei materiali e dei componenti, mancata manutenzione.	
	<i>intervento</i> Rimozione delle parti di calcestruzzo ammalorato e della ruggine. Protezione con idoneo passivante e ricostruzione dei copriferri.	
anomalie possibili	Umidità da infiltrazione	▼
	<i>guasti</i> Presenza più o meno accentuata di vapore acqueo.	
	<i>controlli</i> Chiazze di umidità sull'intradosso del solaio di copertura. Condensa. Variazione di microclima interno. Presenza di microrganismi o organismi (es. funghi, muffe, insetti, ecc.). Diminuzione della resistenza al calore dei locali.	
	<i>cause</i> Distacco della guaina, usura sigillature giunti, evacuazione acque piovane insufficiente per scarsa pendenza del solaio e/o intasamento del discendente.	
	<i>intervento</i> Sigillatura dei giunti. Ripristino parziale o rinnovo totale del manto di copertura. Ripristino parziale o rinnovo totale tinteggiatura ed intonaco intradosso solaio. Ispezione tecnico specializzato.	
anomalie possibili	Alterazione finitura superficiale	▼
	<i>guasti</i> Variazione del livello qualitativo della finitura superficiale.	
	<i>controlli</i> Incremento della porosità e rugosità della superficie, variazione cromatica, aspetto degradato.	
	<i>cause</i> Condizioni termo igrometriche interne non salubri, assenza di adeguato trattamento protettivo, polvere.	
	<i>intervento</i> Trattamento superficiale con prodotti silossanici.	

periodicità dei controlli	Visiva			▼
	<i>descrizione</i>	Valutazione visiva per determinare presenza e dimensioni di anomalie.		
	<i>frequenza</i>	5 anni	<input checked="" type="checkbox"/> utente <input type="checkbox"/> personale specializzato	
interventi	Ripristino			▼
	<i>descrizione</i>	Ripristino di parti mancanti o eliminate per ricostruzione dell'integrità dell'elemento.		
	<i>frequenza</i>	quando occorre	<input type="checkbox"/> utente <input checked="" type="checkbox"/> personale specializzato	
interventi	Pulizia			▼
	<i>descrizione</i>	Asportazione di materiale accumulato che rappresenta un pericolo o è la causa di anomalie manifestatesi.		
	<i>frequenza</i>	quando occorre	<input type="checkbox"/> utente <input checked="" type="checkbox"/> personale specializzato	
interventi	Tinteggiatura			▼
	<i>descrizione</i>	Rinnovo finitura protettiva.		
	<i>frequenza</i>	quando occorre	<input type="checkbox"/> utente <input checked="" type="checkbox"/> personale specializzato	

ELEMENTO TECNICO	Travi in acciaio	
descrizione	Strutture orizzontali o inclinate che trasferiscono i carichi a pilastri o pareti realizzate con profilati metallici.	
modalità uso	Trasferire i carichi dei solai alle strutture verticali. Gli elementi non devono essere manomessi in alcun modo pena la loro stabilità. E' vietata l'apertura di fori di qualsiasi genere se non predisposte direttamente in stabilimento.	
anomalie possibili	Alterazione finitura superficiale	
	<i>guasti</i>	Variazione del livello qualitativo della finitura superficiale.
	<i>controlli</i>	Incremento della porosità e rugosità della superficie, variazione cromatica, aspetto degradato.
	<i>cause</i>	Condizioni termo igrometriche interne non salubri, assenza di adeguato trattamento protettivo, polvere.
	<i>intervento</i>	Trattamento superficiale con prodotti silossanici.
periodicità dei controlli	Visiva	
	<i>descrizione</i>	Valutazione visiva per determinare presenza e dimensioni di anomalie.
	<i>frequenza</i>	quando occorre <input checked="" type="checkbox"/> utente <input type="checkbox"/> personale specializzato
interventi	Iniezioni di prodotti	
	<i>descrizione</i>	Intervento mediante iniezione di materiale adeguatamente scelto al fine di ripristinare il materiale per il quale si è riscontrata l'anomalia.
	<i>frequenza</i>	quando occorre <input type="checkbox"/> utente <input checked="" type="checkbox"/> personale specializzato