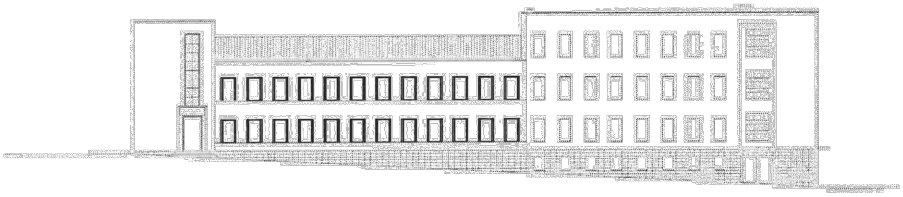
COMUNE DI MILITELLO IN VAL DI CATANIA

PROVINCIA DI CATANIA - REGIONE SICILIA

PROGETTO PER LA REALIZZAZIONE DI INTERVENTI DI MESSA IN SICUREZZA E RIQUALIFICAZIONE DEGLI EDIFICI ADIBITI AD USO SCOLASTICO
FONDO EUROPEO DI SVILUPPO REGIONALE (FESR-PON 2014-2020)
ISTITUO COMPRENSIVO STATALE "PIETRO CARRERA"
VIALE REGINA MARGHERITA N.15

PROGETTO ESECUTIVO



RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE

02 MAG. 2018

R. U. P.
legale rappresentante
IL TECNICO
Geom. PAOLO TRAMONTANA

PROGETTISTA
tecnico incaricato
Arch. Ing. [illegible] MUSSO

Visti ed approvazioni

ELABORATO VERIFICATO
art.26 D.Lgs. 50/2016
LICCIARDELLOPROGETTI S.r.l.

10/11/2020

INDICE

PREMESSA **5**

DESCRIZIONE DELLO STATO DI FATTO **5**

CONSISTENZA DELL'IMMOBILE 5
ORGANIZZAZIONE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI 5
Corpo A *5*
Corpo B *6*
Corpo C *6*

STATO DI CONSERVAZIONE DEI MATERIALI **7**

INTERVENTI IN PROGETTO **7**

CLASSIFICAZIONE DEGLI INTERVENTI IN PROGETTO E VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA (P. 8.4 DELLE NTC 2008) **8**

MODALITÀ REALIZZATIVE DEGLI INTERVENTI **8**

RINFORZO TRAMITE MURATURA ARMATA DELLE PARETI IN BLOCCHI DI TUFO **9**

INSERIMENTO DI CERCHIATURE **10**

PLACCAGGIO MEDIANTE FIBRE IN FRP **10**

INSERIMENTO DI STRUTTURE COMPOSTE ACCIAIO - CALCESTRUZZO **10**

RIFACIMENTO DELLA COPERTURA A TETTO **13**

RIFACIMENTO DELLA SCALA ESTERNA **14**

COSTRUZIONE DI UNA STRUTTURA IN ACCIAIO A SOSTEGNO DELL'ASCENSORE ESTERNO **14**

COSTRUZIONE DI VASCHE INTERRATE **15**

CARICHI AGENTI SULLA STRUTTURA **15**

AZIONE DEL VENTO 15
AZIONI DELLA NEVE 17
ANALISI DEI CARICHI 18
Copertura in legno di progetto *18*
Scala in c.a. a soletta piena, s=15cm *19*
Solaio alla base del vano scala - soletta piena, s=15cm *19*
piastra di copertura vasche raccolta idrica *19*
Carico agente sul terreno in prossimità dei setti paraterra di scala e vasche *19*
Spinta idraulica sulla parete delle vasche *20*

VERIFICHE SISMICHE DELLE STRUTTURE **21**

TIPO DI ANALISI SVOLTA **21**

INDIVIDUAZIONE DEL SITO **21**

MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA **22**

VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA PRIMA E DOPO L'INTERVENTO **23**

RELAZIONE SULLA VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA PRIMA E DOPO L'INTERVENTO **23**

ANALISI STORICO CRITICA **23**

RILIEVO **24**

SCHEMA DEL MODELLO DI CALCOLO **25**

LIVELLI DI CONOSCENZA E FATTORI DI CONFIDENZA **25**

CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DEI MATERIALI **25**

AZIONI STATICHE **26**

ANALISI DELLA STRUTTURA NELLO STATO DI FATTO **26**

CURVE ADSR **37**

– INFORMAZIONI GENERALI SULL'ANALISI SVOLTA **37**

NORMATIVA DI RIFERIMENTO 37
REFERENZE TECNICHE (CAP. 12 D.M. 14.01.2008) 37
MISURA DELLA SICUREZZA 38
MODELLI DI CALCOLO 38

– AZIONI SULLA COSTRUZIONE **40**

AZIONI AMBIENTALI E NATURALI 40
DESTINAZIONE D'USO E SOVRACCARICHI PER LE AZIONI ANTROPICHE 41
AZIONE SISMICA 41
AZIONI DOVUTE AL VENTO 42
AZIONI DOVUTE ALLA TEMPERATURA 42
NEVE 42
AZIONI ANTROPICHE E PESI PROPRI 43
COMBINAZIONI DI CALCOLO 43
COMBINAZIONI DELLE AZIONI SULLA COSTRUZIONE 44

– TOLLERANZE **44**

– DURABILITÀ **44**

– PRESTAZIONI ATTESE AL COLLAUDO **45**

INTERVENTI STRUTTURALI DI ADEGUAMENTO SISMICO **45**

VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI **46**

VERIFICA DEGLI ARCARECCI IN LEGNO LAMELLARE **46**

COMBINAZIONE DELLE AZIONI ALLO SLU (P. 2.5.3 DELLE NTC 2008) 46
CARICO UNIFORMEMENTE RIPARTITO SULL'ARCARECCIO 46
VERIFICA ALLO SLU E SLE DEGLI ARCARECCI (PUNTO 4.2.4.1.2 DEL D.M. 14/01/2008) 47
Schema statico *47*
Risoluzione dello schema statico *47*
Resistenze di calcolo (P. 4.4.6 delle NTC 2008) *47*
Verifica a flessione deviata (P. 4.4.8.1.6 delle NTC 08) *48*
VERIFICA ALLO SLE DEGLI ARCARECCI (PUNTO 4.2.4.2.1 DEL D.M. 14/01/2008) 49
Combinazione delle azioni ai fini delle verifiche agli SLE (P. 4.4.7 delle NTC 2008) *49*
Scelta dello schema statico *49*
Calcolo della deformazione istantanea *49*
Calcolo della deformazione a lungo termine *50*

VERIFICA DEL FALSO PUNTONE **50**

VERIFICA ALLO SLU E SLE DEL FALSO PUNTONE (PUNTO 4.2.4.1.2 DEL D.M. 14/01/2008) 50
Verifica a flessione del profilo - SLU (punto 4.2.4.1.2 delle NTC 2008) *52*
Verifica allo SLE (punto 4.2.4.2.1 del D.M. 14/01/2008) *53*

VERIFICA DEGLI ELEMENTI DELLA CERNIERA DEL FALSO PUNTONE **53**

VERIFICA DEI CONNETTORI PIASTRA-MURATURA 54
Resistenza di calcolo del connettore *54*
Carico di progetto sul singolo connettore *54*
Riscontro disequazione di verifica *55*
VERIFICA A TAGLIO DEL BULLONE DEL VINCOLO CERNIERA (PUNTO 4.2.8.1.1 DELLE NTC 2008) 55
Riscontro disequazione di verifica *55*
VERIFICA A RIFOLLAMENTO DEL PIATTO (PUNTO 4.2.8.1.1 DELLE NTC 2008) 55
Riscontro disequazione di verifica *56*
VERIFICA DELLE SALDATURE TRA ELEMENTO A E PIASTRA (PUNTO 4.2.8.2.4 DELLE NTC 2008) 56
Tensioni dovute alla forza di taglio *57*
Tensioni dovute al momento flettente *57*
Verifica dei cordoni di saldatura (P. 4.2.8.2.4 delle NTC 2008) *57*

VERIFICA DEL GIUNTO TECNICO TRA SCALA ESTERNA IN C.A. ED EDIFICIO **57**

AMPIEZZA DEL GIUNTO SISMICO 59

VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE (RIBALTAMENTO RIGIDO) DELLA SCALA ESTERNA IN C.A. .. 59

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA 60

Ordinata dello spettro di progetto *60*

Calcolo delle masse sismiche *60*

Calcolo delle forze sismiche *62*

CALCOLO DEL MOMENTO RIBALTANTE 62

CALCOLO DEL MOMENTO STABILIZZANTE 62

RELAZIONE SUI MATERIALI 63

NUOVA MURATURA PORTANTE 63

CALCESTRUZZO E BARRE D'ARMATURA 63

PER LE OPERE IN ACCIAIO 63

PER GLI INTERVENTI DI RAFFORZAMENTO CON FRP 65

Premessa

Il presente progetto è redatto ai sensi del D.M. 14/01/2008 (nel seguito abbreviato con la dicitura NTC 2008). In particolare, trattandosi di interventi su una costruzione esistente, si farà riferimento alle disposizioni contenute nei capitoli 8 (costruzioni esistenti) e 10 (redazione dei progetti strutturali esecutivi e delle relazioni di calcolo), oltre che alle disposizioni di carattere generale contenute nel succitato D.M. che di volta in volta verranno richiamate.

L'intervento sull'edificio scolastico è inserito nel contesto del Programma Operativo Nazionale (PON) 2014-2020 "Per la scuola – competenze ed ambienti per l'apprendimento", Asse II del Fondo Europeo di Sviluppo Regionale (FESR), Obiettivo 10.7, finalizzato alla presentazione di proposte progettuali per la realizzazione di interventi di messa in sicurezza e riqualificazione di edifici pubblici adibiti ad uso scolastico.

Descrizione dello stato di fatto

Consistenza dell'immobile

L'edificio è giunto alla sua attuale configurazione attraverso interventi succedutisi nel tempo. Il nucleo originale (**corpo A**) è costituito da un corpo avente forma in pianta ad L che si sviluppa all'angolo tra la via G. Verga ed il viale Regina Margherita; la sua costruzione risale al 1935 circa, presenta due elevazioni fuori terra ed ha copertura a tetto ad eccezione del blocco d'angolo che ospita la scala interna che ha altezza leggermente maggiore e copertura piana. A questo è stato aggiunto tra il 1950 ed il 1960 un secondo corpo di fabbrica (**corpo B**) avente anch'esso forma in pianta ad L e dimensioni simili al precedente edificio; si sviluppa all'angolo fra il citato viale Regina Margherita e la via F. Majorana, consta di quattro elevazioni fuori terra e cioè, oltre alle due elevazioni centrali corrispondenti a quelle del corpo A, di un piano interrato e di un ulteriore piano rispetto al blocco originario; la copertura è piana. Dall'accostamento dei suddetti corpi si viene a determinare la forma in pianta a C con parte centrale allungata dell'edificio principale.

In corrispondenza del lato aperto della pianta (lato Nord), in posizione baricentrica, fra gli anni '80 e '90 del secolo scorso è stato realizzato, previa demolizione di un corpo di fabbrica preesistente, un edificio a struttura portante in c.a. (**corpo C**) avente pianta rettangolare, che presenta quattro elevazioni fuori terra ed ha copertura piana. Tale corpo è giuntato rispetto alle strutture in muratura dei corpi A e B.

Organizzazione degli elementi strutturali

Si procede ad esporre l'organizzazione strutturale con riferimento ai tre corpi per come sopra individuati.

Corpo A

La struttura portante verticale per entrambe le elevazioni fuori terra è costituita da setti murari tra loro ammorsati a conferire all'organismo un comportamento scatolare. I maschi disposti lungo il perimetro sono in blocchi squadrati di pietra lavica con interposti giunti di malta a regolarizzare la superficie d'appoggio. In corrispondenza delle aperture (sottofinestra) sono presenti dei restringimenti della sezione muraria con intercalazioni di blocchi in tufo accanto ai blocchi basaltici. Lo spessore dei maschi murari perimetrali varia dai 50 ai 70 cm. All'interno della costruzione, in posizione decentrata lungo le direttrici dello sviluppo in pianta, sono presenti dei setti murari in blocchi

squadrati di tufo di spessore variabile da 30 a 35 cm. Analoga è la consistenza delle pareti di controvento disposte ortogonalmente ai predetti maschi.

Gli orizzontamenti di calpestio e sottotetto sono costituiti da solai piani in c.a. gettato in opera. I solai di calpestio del primo piano hanno sezione a cassone la cui struttura portante è formata da travi in c.a. di sezione 30x55 cm tessute in direzione ortogonale rispetto alle direttrici lungo cui si sviluppa l'edificio (luce minore). In corrispondenza dell'estradosso e dell'intradosso di tali elementi sono presenti delle solette in c.a. armate con una maglia bidirezionale a formare le superfici piane sulle due facce, inferiore e superiore, del solaio stesso. Il solaio sottotetto ha consistenza ed organizzazione analoga al solaio di calpestio, la differenza è rappresentata dall'assenza della soletta in corrispondenza dell'estradosso delle travi dell'orditura dei solai.

Il manto della copertura a tetto è rappresentato da tegole tipo "Marsigliese" poggianti su uno strato di listelli in legno a loro volta sostenuti da travi principali che si alternano a capriate, entrambi in legno, e a murature di timpano poste in corrispondenza dei setti murari di controvento ai piani inferiori. Gli elementi portanti principali (travi e capriate) poggiano sulla muratura perimetrale dell'edificio in corrispondenza della quota di gronda lungo la quale non si riscontra presenza di cordoli di coronamento.

I diversi piani sono collegati da una scala interna a soletta piena rampante poggiata sulle murature del corpo scala. La copertura di questo è, come detto, piana e realizzata in c.a. gettato in opera.

Corpo B

Le quattro elevazioni fuori terra di cui consta il corpo di fabbrica hanno strutture portanti verticali costituite da maschi murari tra loro ammorsati in modo da conferire all'edificio un comportamento scatolare. Il materiale che costituisce i setti perimetrali è in parte rappresentato, come per il corpo A, da blocchi squadrati in pietra lavica ed in parte da laterizi pieni. In maniera analoga al corpo precedentemente descritto in corrispondenza delle aperture, ove lo spessore murario si riduce, si riscontra nella muratura una organizzazione più eterogenea in quanto sono presenti accostamenti di diversi materiali (basalto, tufo, laterizi). Lo spessore dei setti perimetrali varia dai 50 ai 70 cm. Riproducendo l'organizzazione strutturale del corpo A in posizione decentrata sono presenti delle murature, disposte parallelamente alle direttrici lungo le quali si sviluppa l'edificio, in pietrame squadrato di tufo di spessore variabile da 30 a 35 cm. Di analoga consistenza sono le pareti di controvento disposte ortogonalmente a queste.

Gli orizzontamenti di calpestio e di copertura hanno uguale consistenza ed organizzazione degli analoghi elementi presenti nel corpo A e precedentemente descritti.

I vari piani sono tra loro collegati mediante una scala interna a soletta piena rampante poggiata sulle murature del corpo scala situato simmetricamente rispetto al corpo scala del blocco originario all'intersezione dei corpi rettangolari che formano la pianta dell'edificio.

Corpo C

Ha struttura portante in c.a. gettato in opera. Le strutture portanti in elevazione sono costituite da un reticolo spaziale chiuso formato da pilastri e travi. Gli orizzontamenti di calpestio e di copertura sono anch'essi in c.a. gettato in opera.

Le quattro elevazioni fuori terra di cui consta la costruzione sono collegate mediante scale in c.a. esterne contenute all'interno dei relativi vani e poste in corrispondenza dei due lati lunghi della pianta rettangolare.

Stato di conservazione dei materiali

I materiali e gli elementi strutturali che compongono l'edificio vengono di seguito elencati e descritti con riferimento alla loro organizzazione, efficacia e stato di conservazione. Quanto esposto deriva da verifiche in situ condotte visivamente avendo rimosso in punti specifici gli strati di rivestimento delle superfici murarie anche in corrispondenza degli incroci e degli angoli.

- ***maschi murari:*** quelli perimetrali e comunque quelli di maggior spessore sono realizzati con blocchi squadrati di pietra lavica ed in laterizi pieni, mentre quelli di spessore variabile tra 30 e 35 cm sono in conci di tufo.
  La prima tipologia muraria è costituita da paramenti tra loro ben collegati mediante blocchi disposti a cucitura delle due facce, il tutto messo in opera con giunti di malta a giacitura orizzontale e di spessore non eccessivo. Ne risultano dei setti portanti di buona consistenza e dal comportamento monolitico.
  Le pareti di minor spessore realizzate mediante blocchi in tufo ad una testa messi in opera con giunti di malta non troppo spessi ed a giacitura orizzontale.
  Per tutte le tipologie murarie sopra descritte lo stato di conservazione appare ovunque buono: non si riscontrano segni di degrado, di fessurazione né tantomeno di lesioni imputabili a cedimenti in fondazione. Uniche eccezioni sono rappresentate da fenomeni in imbibimento di alcuni setti in tufo a causa di infiltrazioni d'acqua dalla copertura a tetto del blocco A. I collegamenti tra pareti verticali risultano efficaci non essendo visibili in corrispondenza degli incroci segni di fessurazione e potendosi riscontrare la presenza di elementi trasversali disposti a cucitura.
- ***orizzontamenti***: i solai piani di calpestio e di copertura in c.a. gettato in opera si presentano in buono stato di conservazione non essendovi segni di fessurazione o di deformazioni. Anche le connessioni con le murature portanti appaiono in buono stato.
- ***aperture nelle murature portanti:*** le aperture presenti sono adibite a vani porta o finestra. In sommità di queste sono messi in opera architravi in c.a. adeguatamente collegati alla muratura ed opportunamente dimensionati ai fini di un'efficace sostegno ai carichi verticali. La loro adeguatezza è dimostrata dall'assenza di fessurazioni in corrispondenza delle zone d'appoggio con le murature e dall'assenza di fessure che solitamente si manifestano in mezzeria.
- ***scale interne:*** sono in c.a. a soletta piena collegate alle pareti dei vani scala. Si presentano in buono stato di conservazione non essendo presenti segni di fessurazione o di dissesto di alcun tipo né in campata né agli appoggi.
- ***copertura a tetto:*** gli elementi lignei delle strutture portanti principali (capriate e travi) e secondari (listelli) si presentano in condizioni di conservazione eterogenee. La gran parte degli elementi appare in buone condizioni non essendo riscontrabili segni di degrado o di eccessive deformazioni. Alcuni elementi in punti localizzati presentano invece segni di degrado imputabili ad infiltrazioni di acque piovane ed alla conseguente umidità non essendo il manto di copertura dotato di uno strato di impermeabilizzazione. Trattandosi di un edificio storico si riscontrano interventi estemporanei e localizzati volti a risolvere carenze che nel corso degli anni si sono manifestate. In generale comunque lo stato di conservazione della copertura appare buono.

Interventi in progetto

Gli interventi sull'edificio in muratura costituito dai blocchi A e B prevedono **l'adeguamento sismico** delle strutture.

La scelta è da inquadrare nel contesto di quanto citato in premessa, ossia nell'ambito del PON 2014-2020 "Per la scuola – competenze ed ambienti per l'apprendimento" avente fra gli obiettivi principali la messa in sicurezza e la riqualificazione degli edifici pubblici adibiti ad uso scolastico.

Si sottolinea che per l'edificio non sono previste variazioni di sagoma o di destinazione d'uso dei locali, per cui non ci sarà variazione dei carichi di esercizio preesistenti.

Gli interventi sulla struttura sono di seguito elencati:

- Rinforzo tramite muratura armata delle pareti in blocchi di tufo calcareo e allargamento delle rispettive fondazioni;
- Inserimento di cerchiature;
- Placcaggio di alcune pareti tramite FRP;
- Inserimento di strutture miste acciaio-calcestruzzo ancorate alla struttura mediante piastre;
- Rifacimento della copertura a tetto comprese le capriate.

È prevista la costruzione ex novo di strutture in c.a. gettato in opera e cioè:

- il rifacimento con diverso orientamento della scala esterna sita nel cortile B. Trattandosi di una struttura giuntata rispetto all'edificio in muratura la sua presenza non incide sul comportamento di quest'ultimo e pertanto non rientrerà nella trattazione dell'adeguamento sismico;
- costruzione di vasche interrate all'interno del cortile A il cui estradosso, costituito da una piastra inclinata in c.a., formerà il piano di calpestio della rampa d'accesso all'edificio ad uso scolastico. Anche questo elemento non interagirà con l'edificio in muratura e pertanto non ha rilevanza ai fini della progettazione dell'adeguamento sismico.

Sarà realizzata una nuova struttura in acciaio presso il cortile B e cioè:

- struttura in acciaio a sostegno di un ascensore in prossimità della scala in c.a. di cui sopra. Ulteriori dettagli saranno forniti in seguito.

Classificazione degli interventi in progetto e valutazione della sicurezza (P. 8.4 delle NTC 2008)

Il suddetto punto distingue tre tipologie di intervento sulle costruzioni esistenti:

- adeguamento (P. 8.4.1);
- miglioramento (P. 8.4.2);
- riparazione o intervento locale (P. 8.4.3).

per quanto detto in precedenza le opere di cui al presente progetto rientrano nella fattispecie dell'**intervento di adeguamento**.

Come indicato dal punto 8.4.2, si procederà alla valutazione della sicurezza con riferimento alla struttura nel suo insieme.

I dettagli sulla valutazione della sicurezza sono riportati nel seguito della presente.

Modalità realizzative degli interventi

Si riportano qui le modalità realizzative delle lavorazioni previste in progetto precisando che le scelte fatte scaturiscono dall'analisi delle elaborazioni numeriche dello stato di fatto.

Rinforzo tramite muratura armata delle pareti in blocchi di tufo

Le pareti in blocchi di tufo sono poste all'interno dell'involucro edilizio, presentano dimensioni che le rendono non idonee a resistere agli eventi sismici e ad irrigidire la struttura.

Al fine di irrigidire la struttura ed aumentare la sua resistenza l'intervento prevede l'affiancamento di pareti in muratura armata alle pareti in tufo esistenti, a queste collegate mediante diatoni artificiali aventi la funzione di mantenere la continuità dei due elementi strutturali. Al piede di queste nuove pareti sono previsti dei cordoli in fondazione in c.a., affiancati alla fondazione attuale e ad essa collegati mediante spinotti in c.a. per consentire anche in questo caso la continuità delle fondazioni.

Nella modellazione della struttura è stato considerato un materiale equivalente partendo dai dati dei due tipi:

- Muratura in blocchi di tufo

  $f_{m,tufo} = 28.5 \text{ kg/cm}^2$

  $f_{ko,tufo} = 0.52 \text{ kg/cm}^2$

  $E_{tufo} = 16200 \text{ kg/cm}^2$

  $G_{tufo} = 5400 \text{ kg/cm}^2$

  $\gamma_{tufo} = 1600 \text{ kg/m}^3$

- Muratura Armata

  $f_{m,mur.armata} = 80 \text{ kg/cm}^2$

  $f_{ko,mur.armata} = 3 \text{ kg/cm}^2$

  $E_{mur.armata} = 80000 \text{ kg/cm}^2$

  $G_{mur.armata} = 32000 \text{ kg/cm}^2$

  $\gamma_{mur.armata} = 2000 \text{ kg/m}^3$

Partendo da una muratura armata di spessore 50 cm si aggiunge il contributo della parete in blocco di tufo ottenendo le caratteristiche equivalenti inserite nella modellazione strutturale:

$$f_{m,tequiv.} = f_{m,mur.armata.} + f_{m,tufo} \cdot \frac{s_{tufo}}{s_{mur.armata}} = 80 + 28.5 \cdot \frac{30}{50} = 91.4 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{ko,tequiv.} = f_{ko,mur.armata.} + f_{ko,tufo} \cdot \frac{s_{tufo}}{s_{mur.armata}} = 3 + 0.52 \cdot \frac{30}{50} = 3.21 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_{tequiv.} = E_{mur.armata.} + E_{tufo} \cdot \frac{s_{tufo}}{s_{mur.armata}} = 80000 + 16200 \cdot \frac{30}{50} = 86480 \text{ kg/cm}^2$$

$$G_{tequiv.} = G_{mur.armata.} + G_{tufo} \cdot \frac{s_{tufo}}{s_{mur.armata}} = 32000 + 5400 \cdot \frac{30}{50} = 34160 \text{ kg/cm}^2$$

$$\gamma_{equiv.} = \gamma_{mur.armata.} + \gamma_{tufo} \cdot \frac{s_{tufo}}{s_{mur.armata}} = 2000 + 1600 \cdot \frac{30}{50} = 2960 \text{ kg/cm}^2$$

Inserimento di cerchiature

Dopo aver modellato la struttura con inserimento di muratura armata, l'esito di un'analisi pushover segnalava collassi su alcune pareti esterne in blocchi di pietra lavica; per queste sono state inserite delle cerchiature mediante profili metallici. Posto che le NTC 08 subordinano la possibilità di impiegare un'analisi statica non lineare al fatto che al modo principale sia associata una massa partecipante maggiore del 60% della totale e rilevato che a seguito dell'inserimento nel modello di calcolo della muratura armata la massa partecipante al primo modo si è notevolmente abbassata rispetto alla configurazione ante operam, si è optato per la scelta in argomento in quanto questa consente di rafforzare localmente la struttura senza alterarne in modo rilevante il comportamento dinamico (modi di vibrare).

Placcaggio mediante fibre in FRP

L'analisi pushover ha evidenziato, per alcune pareti esterne in mattoni pieni, altre carenze strutturali alle quali si sopperirà attraverso il placcaggio mediante fibre in FRP. Le modalità realizzative dell'intervento sono deducibili dagli allegati elaborati grafici riportanti i particolari.

Inserimento di strutture composte acciaio - calcestruzzo

Dagli interventi descritti in precedenza, il baricentro delle masse e delle rigidezze è rimasto quasi invariato, aumentando in parte solo la massa sismica dovuta alla presenza della muratura armata, da ulteriore analisi statica non lineare, la struttura aveva delle carenze per sisma in direzione "y + eccentricità accidentale", si è deciso di bloccare la struttura in termini di spostamento mediante pilastri a "struttura mista acciaio – calcestruzzo" collegati alla struttura in muratura mediante dei piatti in acciaio posti in corrispondenza di ogni piano sopra e sotto solaio e in corrispondenza dei maschi murari. Il singolo sistema è composto da due pilastri a struttura mista collegati mediante piastre e contropiastre e perfori armati alla struttura in muratura.

Nel modello di calcolo sono stati inseriti dei pilastri in c.a. di trascurabile rigidezza rispetto al complesso strutturale, per cui si è proceduto solo al loro dimensionamento strutturale mediante le sollecitazioni normali, questo solo per sicurezza poiché queste sono state amplificate in masse sismiche orizzontali. Per poter dimensionare i pilastri misti è stato utilizzato il software separato prodotto dalla ProgettoArchimede srls.

ProgettoArchimede Software & Engineering S.r.l.s - Siracusa
Progetto - Verifica di strutture agli SLU

PROGETTO ARMATURE PILASTRI MISTI

METODO DI CALCOLO E VERIFICA
I listati seguenti riportano i risultati del calcolo delle Colonne Composte, effettuato secondo le disposizioni riportate al punto 4.3 del D.M. 14/01/08 .

In riferimento alla fase in cui il calcestruzzo è a completa maturazione (seconda fase) vengono valutati i momenti resistenti delle sezioni con i metodi di calcolo usuali, tenendo conto del comportamento a sezione mista, mentre il taglio resistente è assorbito o interamente dal profilato o interamente dalla sezione in c.a.. Le verifiche d'esercizio sono limitate alle verifiche dello stato tensionale.

CONDIZIONI INVILUPPO TOTALE

$N°_{asta}$	Arm. Base	Arm. Altezza	Arm. Circola	Spessore[mm]		Staffe	Tipo
1	2ø14	2ø14	-	12	ø12/10	Pilastri	
2	2ø14	2ø14	-	12	ø12/10	Pilastri	
3	2ø14	2ø14	-	12	ø12/10	Pilastri	
4	2ø14	2ø14	-	12	ø12/10	Pilastri	
5	2ø14	2ø14	-	12	ø12/10	Pilastri	
6	2ø14	2ø14	-	12	ø12/10	Pilastri	
7	2ø14	2ø14	-	12	ø12/10	Pilastri	
8	2ø14	2ø14	-	12	ø12/10	Pilastri	

Sollecitazioni - SLU -Momento

$N°_{asta}$ [-]	$M_{3Sd,max.}$ [daNcm]	$M_{3Sd,ini}$ [daNcm]	$M_{3Sd,fin}$ [daNcm]	$M_{2Sd,max.}$ [daNcm]	$M_{2Sd,ini}$ [daNcm]	$M_{2Sd,fin}$ [daNcm]
1	84480.1	-42468.1	84480.1	.0	.0	.0
2	118307.6	-118307.6	111251.7	.0	.0	.0
3	95504.6	-95504.6	85355.4	.0	.0	.0
4	181738.8	-127109.0	181738.8	.0	.0	.0
5	84480.1	42468.1	-84480.1	.0	.0	.0
6	118307.6	118307.6	-111251.7	.0	.0	.0
7	95504.6	95504.6	-85355.4	.0	.0	.0
8	181738.8	127109.0	-181738.8	.0	.0	.0

Sollecitazioni - SLU -Taglio

$N°_{asta}$ [-]	$T_{3Sd,max}$ [daN]	$T3_{Sd,ini}$ [daN]	$T_{3Sd,fin}$ [daN]	$T_{2Sd,max}$ [daN]	$T2_{Sd,ini}$ [daN]	$T2_{Sd,fin}$ [daN]
1	.0	.0	.0	423.2	-423.2	-423.2
2	.0	.0	.0	765.2	-765.2	-765.2
3	.0	.0	.0	602.9	-602.9	-602.9
4	.0	.0	.0	1029.5	-1029.5	-1029.5
5	.0	.0	.0	423.2	423.2	423.2
6	.0	.0	.0	765.2	765.2	765.2
7	.0	.0	.0	602.9	602.9	602.9
8	.0	.0	.0	1029.5	1029.5	1029.5

Sollecitazioni - SLU -Sforzo Normale

$N°_{asta}$ [-]	$N_{Sd,max}$ [daN]	$N_{Sd,ini}$ [daN]	$N_{Sd,fin}$ [daN]
1	28263.9	28263.9	27990.4
2	21197.9	21197.9	20924.5
3	14132.0	14132.0	13858.5
4	7066.0	7066.0	6792.5
5	28263.9	28263.9	27990.4
6	21197.9	21197.9	20924.5
7	14132.0	14132.0	13858.5
8	7066.0	7066.0	6792.5

Resistenze - SLU -Momento

$N°_{asta}$	$M_{3rd,max.}$	$M_{3Rd,ini}$	$M_{3Rd,fin}$	$M_{2rd,camp.}$	$M_{2Rd,ini}$	$M_{2Rd,fin}$

[-]	[daNcm]	[daNcm]	[daNcm]	[daNcm]	[daNcm]	[daNcm]
1	5201418.0	5201418.0	5201020.0	5201418.0	5201418.0	5201020.0
2	5190651.0	5190651.0	5190213.0	5190651.0	5190651.0	5190213.0
3	5178858.0	5178858.0	5178383.0	5178858.0	5178858.0	5178383.0
4	5166042.0	5166042.0	5165525.0	5166042.0	5166042.0	5165525.0
5	5201418.0	5201418.0	5201020.0	5201418.0	5201418.0	5201020.0
6	5190651.0	5190651.0	5190213.0	5190651.0	5190651.0	5190213.0
7	5178858.0	5178858.0	5178383.0	5178858.0	5178858.0	5178383.0
8	5166042.0	5166042.0	5165525.0	5166042.0	5166042.0	5165525.0

Resistenze - SLU -Taglio

N°$_{asta}$ [-]	$T_{2rd,max.}$ [daN]	$T_{2Rd,ini}$ [daN]	$T_{2Rd,fin}$ [daN]	$T_{2rd,max.}$ [daN]	$T_{2Rd,ini}$ [daN]	$T_{2Rd,fin}$ [daN]
1	114596.6	114596.6	114596.6	114596.6	114596.6	114596.6
2	114596.6	114596.6	114596.6	114596.6	114596.6	114596.6
3	114596.6	114596.6	114596.6	114596.6	114596.6	114596.6
4	114596.6	114596.6	114596.6	114596.6	114596.6	114596.6
5	114596.6	114596.6	114596.6	114596.6	114596.6	114596.6
6	114596.6	114596.6	114596.6	114596.6	114596.6	114596.6
7	114596.6	114596.6	114596.6	114596.6	114596.6	114596.6
8	114596.6	114596.6	114596.6	114596.6	114596.6	114596.6

Resistenze - SLU -Sforzo Normale

N°$_{asta}$ [-]	$N_{rd,max.}$ [daN]	$N_{Rd,ini}$ [daN]	$N_{Rd,fin}$ [daN]
1	638736.7	638736.7	638736.7
2	638736.7	638736.7	638736.7
3	638736.7	638736.7	638736.7
4	638736.7	638736.7	638736.7
5	638736.7	638736.7	638736.7
6	638736.7	638736.7	638736.7
7	638736.7	638736.7	638736.7
8	638736.7	638736.7	638736.7

Verifiche - SLU -Pressoflessione

N°$_{asta}$ [-]	$N_{s,max.}$ [daN]	$N_{Rd,max}$ [daN]	$M_{3s,max}$ [daNmm]	$M_{3Rd,max}$ [daNmm]	$M_{2s,max}$ [daNmm]	$M_{2Rd,max}$ [daNmm]	$IR_{3,pressoflessione}$ [-]	$IR_{2,pressoflessione}$ [-]
1	28263.9	638736.7	84480.1	5201418.0	.0	5201418.0	0.016	0.000
2	21197.9	638736.7	118307.6	5190651.0	.0	5190651.0	0.023	0.000
3	14132.0	638736.7	95504.6	5178858.0	.0	5178858.0	0.018	0.000
4	7066.0	638736.7	181738.8	5166042.0	.0	5166042.0	0.035	0.000
5	28263.9	638736.7	84480.1	5201418.0	.0	5201418.0	0.016	0.000
6	21197.9	638736.7	118307.6	5190651.0	.0	5190651.0	0.023	0.000
7	14132.0	638736.7	95504.6	5178858.0	.0	5178858.0	0.018	0.000
8	7066.0	638736.7	181738.8	5166042.0	.0	5166042.0	0.035	0.000

Verifiche - SLU -Taglio

N°$_{asta}$ [-]	$V_{3s,max.}$ [daN]	$V_{3Rd,max}$ [daN]	$V_{2s,max}$ [daN]	$V_{2Rd,max}$ [daN]	$IR_{3,taglio}$ [-]	$IR_{2,taglio}$ [-]
1	.0	114596.6	423.2	114596.6	0.00000	0.00369
2	.0	114596.6	765.2	114596.6	0.00000	0.00668
3	.0	114596.6	602.9	114596.6	0.00000	0.00526
4	.0	114596.6	1029.5	114596.6	0.00000	0.00898
5	.0	114596.6	423.2	114596.6	0.00000	0.00369
6	.0	114596.6	765.2	114596.6	0.00000	0.00668
7	.0	114596.6	602.9	114596.6	0.00000	0.00526
8	.0	114596.6	1029.5	114596.6	0.00000	0.00898

VERIFICHE - SLE

N°$_{asta}$ [-]	Cdc [-]	$sigma_{c,max}$ [daN/cm2]	$sigma_{c,lim}$ [daN/cm2]	$sigma_{s,max}$ [daN/cm2]	$sigma_{s,lim}$ [daN/cm2]	$sigma_{a,max}$ [daN/cm2]	$sigma_{a,lim}$ [daN/cm2]	
1	1	6.51	174.30	94.13	3600.00	97.63	1880.00	VERIFICA
1	2	6.51	174.30	94.13	3600.00	97.63	1880.00	VERIFICA
1	3	6.51	174.30	94.13	3600.00	97.63	1880.00	VERIFICA
1	4	6.51	174.30	94.13	3600.00	97.63	1880.00	VERIFICA
1	6	6.51	130.73	-	-	-	-	VERIFICA

2	1	5.71	174.30	80.99	3600.00	85.59	1880.00	VERIFICA
2	2	5.71	174.30	80.99	3600.00	85.59	1880.00	VERIFICA
2	3	5.71	174.30	80.99	3600.00	85.59	1880.00	VERIFICA
2	4	5.71	174.30	80.99	3600.00	85.59	1880.00	VERIFICA
2	6	5.71	130.73	-	-	-	-	VERIFICA
3	1	4.00	174.30	56.40	3600.00	59.93	1880.00	VERIFICA
3	2	4.00	174.30	56.40	3600.00	59.93	1880.00	VERIFICA
3	3	4.00	174.30	56.40	3600.00	59.93	1880.00	VERIFICA
3	4	4.00	174.30	56.40	3600.00	59.93	1880.00	VERIFICA
3	6	4.00	130.73	-	-	-	-	VERIFICA
4	1	4.22	174.30	55.97	3600.00	63.28	1880.00	VERIFICA
4	2	4.22	174.30	55.97	3600.00	63.28	1880.00	VERIFICA
4	3	4.22	174.30	55.97	3600.00	63.28	1880.00	VERIFICA
4	4	4.22	174.30	55.97	3600.00	63.28	1880.00	VERIFICA
4	6	4.22	130.73	-	-	-	-	VERIFICA
5	1	6.51	174.30	94.13	3600.00	97.63	1880.00	VERIFICA
5	2	6.51	174.30	94.13	3600.00	97.63	1880.00	VERIFICA
5	3	6.51	174.30	94.13	3600.00	97.63	1880.00	VERIFICA
5	4	6.51	174.30	94.13	3600.00	97.63	1880.00	VERIFICA
5	6	6.51	130.73	-	-	-	-	VERIFICA
6	1	5.71	174.30	80.99	3600.00	85.59	1880.00	VERIFICA
6	2	5.71	174.30	80.99	3600.00	85.59	1880.00	VERIFICA
6	3	5.71	174.30	80.99	3600.00	85.59	1880.00	VERIFICA
6	4	5.71	174.30	80.99	3600.00	85.59	1880.00	VERIFICA
6	6	5.71	130.73	-	-	-	-	VERIFICA
7	1	4.00	174.30	56.40	3600.00	59.93	1880.00	VERIFICA
7	2	4.00	174.30	56.40	3600.00	59.93	1880.00	VERIFICA
7	3	4.00	174.30	56.40	3600.00	59.93	1880.00	VERIFICA
7	4	4.00	174.30	56.40	3600.00	59.93	1880.00	VERIFICA
7	6	4.00	130.73	-	-	-	-	VERIFICA
8	1	4.22	174.30	55.97	3600.00	63.28	1880.00	VERIFICA
8	2	4.22	174.30	55.97	3600.00	63.28	1880.00	VERIFICA
8	3	4.22	174.30	55.97	3600.00	63.28	1880.00	VERIFICA
8	4	4.22	174.30	55.97	3600.00	63.28	1880.00	VERIFICA
8	6	4.22	130.73	-	-	-	-	VERIFICA

VERIFICHE - Instabilità

$N°_{asta}$ [-]	$N_{Sd,max}$ [daN]	$N_{Sd,ini}$ [daN]	$N_{Sd,fin}$ [daN]	$N_{brd,max}$ [daN]	$N_{brd,ini}$ [daN]	$N_{brd,fin}$	
1	28263.9	28263.9	27990.4	641717.4	641717.4	641717.4	VERIFICA
2	21197.9	21197.9	20924.5	641717.4	641717.4	641717.4	VERIFICA
3	14132.0	14132.0	13858.5	641717.4	641717.4	641717.4	VERIFICA
4	7066.0	7066.0	6792.5	641717.4	641717.4	641717.4	VERIFICA
5	28263.9	28263.9	27990.4	641717.4	641717.4	641717.4	VERIFICA
6	21197.9	21197.9	20924.5	641717.4	641717.4	641717.4	VERIFICA
7	14132.0	14132.0	13858.5	641717.4	641717.4	641717.4	VERIFICA
8	7066.0	7066.0	6792.5	641717.4	641717.4	641717.4	VERIFICA

Rifacimento della copertura a tetto

Il rifacimento della copertura a tetto avverrà attraverso le seguenti fasi:

- dismissione della copertura esistente;
- realizzazione dei cordoli di coronamento in c.a.;
- messa in opera delle capriate in acciaio, del falso puntone e dei dormienti in acciaio costituenti le strutture portanti della nuova copertura;
- messa in opera degli arcarecci in legno lamellare;
- messa in opera del tavolato;
- completamento del pacchetto con gli strati di coibentazione, impermeabilizzazione e di copertura.

Si evidenzia che l'orditura degli arcarecci ed i vincoli alle estremità delle capriate daranno luogo ad una copertura non spingente sulle sottostanti murature.

Rifacimento della scala esterna

Presso il cortile B è presente una scala esterna in acciaio che verrà dismessa e sostituita con una scala interamente costituita in c.a. gettato in opera. Le aperture dell'edificio scolastico servite dai due elementi di collegamento verticale restano invariate, anche se la scala in progetto risulterà ruotata di 90° rispetto all'esistente struttura in acciaio.

Come detto in precedenza la scala in progetto sarà giuntata rispetto all'edificio in muratura servito per cui non interagirà con questo in caso di evento sismico. La verifica del giunto tecnico è riportata nel seguito della presente.

Il rifacimento della scala esterna avverrà attraverso le seguenti fasi:

- dismissione della scala in acciaio esistente;
- scavo di sbancamento fino al raggiungimento della quota d'imposta delle fondazioni della scala in progetto;
- regolarizzazione del piano di posa mediante un getto di calcestruzzo magro dello spessore di almeno 10 cm;
- realizzazione della fondazione a platea dello spessore di 60 cm;
- realizzazione dei setti paraterra dello spessore di 30 cm;
- realizzazione della piastra di calpestio dello spessore di 15 cm posta alla stessa quota del cortile B;
- ripristino del terreno rimosso e sua compattazione fino ad una quota idonea a ricostruire la pavimentazione alla stessa quota della pavimentazione esterna esistente;
- realizzazione delle strutture in elevazione costituite, per la parte portante, da pilastri e travi e delle rampe a soletta piena (s=15 cm) rampante.

Tutti gli elementi strutturali di cui sopra saranno in c.a. armato e gettato in opera ed avranno le dimensioni e le armature riportate negli esecutivi strutturali ai quali si rimanda per ogni dettaglio.

Il dimensionamento degli elementi strutturali è avvenuto tenendo in considerazione le azioni dovute ai carichi permanenti, strutturali e non strutturali, ai carichi variabili di Normativa, alle azioni sismiche associate alle masse, oltre che alla spinta esercitata dal terreno sui setti paraterra.

I dettagli dei carichi applicati sono deducibili dalle relative analisi svolte più avanti.

Costruzione di una struttura in acciaio a sostegno dell'ascensore esterno

Presso il cortile B, in prossimità della nuova scala in c.a. di cui al punto precedente, sarà collocato un ascensore la cui struttura portante sarà costituita da una struttura in acciaio giuntata rispetto ai manufatti circostanti.

La costruzione della struttura in acciaio esterna avverrà attraverso le seguenti fasi:

- scavo di sbancamento fino al raggiungimento della quota d'imposta delle fondazioni;
- regolarizzazione del piano di posa mediante un getto di calcestruzzo magro dello spessore di almeno 10 cm;
- realizzazione della fondazione a platea dello spessore di 50 cm;
- realizzazione dei setti paraterra dello spessore di 40 cm;
- ripristino del terreno rimosso e sua compattazione fino ad una quota idonea a ricostruire la pavimentazione alla stessa quota della pavimentazione esterna esistente;
- realizzazione delle strutture in elevazione costituite da profilati in acciaio così distinti:
    - per le colonne: profili HEA200;
    - per le travi principali: IPE220;
    - per i controventi: angolari 100x50x8.

Per le caratteristiche dei profilati si rimanda agli allegati tabulati di calcolo; gli elementi strutturali in c.a. saranno armati e gettati in opera ed avranno le dimensioni e le armature riportate negli esecutivi strutturali ai quali si rimanda per ogni dettaglio.

Il dimensionamento degli elementi strutturali è avvenuto tenendo in considerazione le azioni dovute ai carichi permanenti, strutturali e non strutturali, ai carichi variabili di Normativa, alle azioni sismiche associate alle masse, oltre che alla spinta esercitata dal terreno sui setti paraterra.

I dettagli dei carichi applicati sono deducibili dalle relative analisi svolte più avanti.

Costruzione di vasche interrate

Le vasche interrate in progetto saranno posizionate all'interno del cortile A, l'estradosso della loro copertura, costituita da una piastra in c.a. inclinata sarà, previa messa in opera degli strati di finitura, il piano di calpestio della rampa d'accesso all'edificio scolastico. La costruzione avverrà attraverso le seguenti fasi:

- realizzazione dello scavo di sbancamento fio al raggiungimento della quota d'imposta delle fondazioni;
- regolarizzazione del piano di posa mediante un getto di calcestruzzo magro dello spessore di almeno 10 cm;
- realizzazione della fondazione a platea dello spessore di 30 cm;
- realizzazione dei setti paraterra dello spessore di 25 cm;
- realizzazione della piastra inclinata di copertura delle vasche dello spessore di 20 cm;
- ripristino del terreno rimosso e sua compattazione fino ad una quota idonea a ricostruire la pavimentazione alla stessa quota della pavimentazione esterna esistente.

Tutti gli elementi strutturali di cui sopra saranno in c.a. armato e gettato in opera ed avranno le dimensioni e le armature riportate negli esecutivi strutturali ai quali si rimanda per ogni dettaglio.

Il dimensionamento degli elementi strutturali è avvenuto tenendo in considerazione le azioni dovute ai carichi permanenti, strutturali e non strutturali, ai carichi variabili di Normativa, alle azioni sismiche associate alle masse, oltre che alla spinta esercitata dal terreno sui setti paraterra.

I dettagli dei carichi applicati sono deducibili dalle relative analisi svolte più avanti.

Carichi agenti sulla struttura

Azione del vento

Il calcolo qui condotto è svolto con riferimento al punto 3.3 delle NTC 2008 considerando l'azione del vento come forza staticamente agente. L'equazione adottata per il calcolo della pressione del vento è:

$p = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$ (a)

dove: q_b è la pressione di riferimento;

c_e è il coefficiente di esposizione;

c_p è il coefficiente di forma;

c_d è il coefficiente dinamico.

Si calcolano di seguito i fattori che compongono l'equazione (a).

Pressione cinetica di riferimento

La pressione cinetica di riferimento è data (in N/m^2) dall'espressione:

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \qquad \text{(b)}$$

nella quale: v_b è la velocità (in m/s) di riferimento del vento;
ρ è la densità media dell'aria assunta convenzionalmente costante e pari a 1,25 kg/m^3;

v_b è data dalle:

$v_b = v_{b,0}$ per $a_s \leq a_0$ (c)

$v_b = v_{b,0} + k_a (a_s - a_0)$ per $a_s > a_0$

Dalla tabella 3.3.I delle NTC 2008 si evince che la Sicilia ricade in zona 4; per tali zona i valori di riferimento sono i seguenti:

$v_{b,0}$ = 28 m/s	a_0 = 500 m	k_a = 0,020 1/s

considerato che il sito su cui sorge l'edificio si trova ad un'altitudine di 450m s.l.m., quindi ad una quota inferiore ai 500m=a_0, si ottiene:

$v_b = v_{b,0} = 28$ m/s

sostituendo nella (b) si ha la pressione cinetica di riferimento:

$q_b = 49$ kg/m^2

Coefficiente di esposizione

Il sito in questione è caratterizzato dai seguenti parametri a cui corrispondono le classificazioni introdotte dalle NTC 2008:

l'immobile sorge in area urbana nella quale almeno il 15% della superficie è coperto da edifici la cui altezza media supera i 15m	la classe di rugosità del terreno è la A (cfr. tabella 3.3.III delle NTC 2008)
è posto a più di 30 km dalla costa e ad una quota inferiore ai 500 m s.l.m.m. e ricade in zona 4	categoria di esposizione V (cfr. figura 3.3.2 delle NTC 2008)

per tale sito la tabella 3.3.II fornisce le seguenti grandezze caratteristiche:

k_r = 0,23	z_0 = 0,70 m	z_{min} = 12 m

L'edificio qui trattato prospetta su spazi aperti; verrà considerato il fronte che dà luogo alla massima quota della copertura rispetto al piano stradale. Tale quota (si assume la quota media del piano di falda) è pari a **14,70** m.

Il valore da assegnare al coefficiente di esposizione è ricavabile, in funzione della quota e della categoria di esposizione, dall'equazione 3.3.5 delle NTC 2008:

$$C_e = k_r^2 \cdot c_t \cdot ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \cdot \left[7 + c_t \cdot ln\left(\frac{z}{z_0}\right)\right]$$

sostituendo i valori si ottiene:

$$C_e = 0{,}23^2 \cdot 1 \cdot ln\left(\frac{14{,}70}{0{,}70}\right) \cdot \left[7 + 1 \cdot ln\left(\frac{14{,}70}{0{,}70}\right)\right] = 1{,}59$$

Coefficiente di forma

Il punto 3.3.4 le NTC 2008 introducono il coefficiente di forma precisando che esso dipende dall'orientamento della costruzione rispetto alla direzione del vento. In assenza di studi approfonditi il suo valore può essere cautelativamente assunto pari all'unità:

$C_p = 1$

Coefficiente dinamico

Il punto 3.3.8 delle NTC 2008 indicano come il coefficiente dinamico sia un fattore riduttivo che tiene conto della non contemporaneità delle massime pressioni locali. Per costruzioni di tipologia ricorrente si può assumere il valore:

$C_d = 1$

Valore dell'azione del vento

Sostituendo nella (a) i valori sopra determinati si ottiene:

$p = 49 \cdot 1{,}59 \cdot 1 \cdot 1 = 77{,}91$ kg/m^2 valore approssimato a **78** kg/m^2

Azioni della neve

Il calcolo qui condotto è svolto con riferimento al punto 3.4 delle NTC 2008.

Il carico provocato dalla neve sulle coperture sarà valutato mediante la seguente espressione:

$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t$ (d)

dove:

qs è il carico neve sulla copertura;

μi è il coefficiente di forma della copertura;

qsk è il valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo in kN/m^2 valutato per un periodo di ritorno di 50 anni;

C_E è il coefficiente di esposizione;

Ct è il coefficiente termico;

Si ipotizza che il carico agisca in direzione verticale e lo si riferisce alla proiezione orizzontale della superficie della copertura.

Carico da neve al suolo

Il punto 3.4.2 delle NTC 2008 fornisce le equazioni per il calcolo del carico da neve al suolo in funzione della zona considerata. La provincia di Catania ricade in Zona III. Essendo l'edificio posto ad una quota di 450m s.l.m. (= as) si applicherà la relazione:

$qsk = 0{,}51\ [1 + (as/481)^2]$ kN/m^2 valida per as > 200 m

sostituendo il valore di "as" si ottiene:

$$q_{sk} = 0{,}51 \cdot \left[1 + \left(\frac{450}{481}\right)^2\right] = 0{,}96 \frac{kN}{m^2} = 96\ \frac{kg}{m^2}$$

Coefficiente di esposizione

Viene trattato al punto 3.4.3 delle NTC 2008 e, date le caratteristiche dell'edificio, si assume:
$C_E = 1$

Coefficiente termico

Il punto 3.4.4 delle NTC 2008 prescrive che in assenza di studi specifici deve essere assunto:
$C_t = 1$

Coefficiente di forma

Viene trattato al punto 3.4.5 nel quale si distinguono le diverse tipologie di falda riscontrabile in copertura. Nel presente caso si ha una copertura a due falde, per essa la tabella 3.4.II, considerato che l'angolo formato dal piano di falda con l'orizzontale è inferiore a 30°, fornisce il valore:
$\mu_i = 0,8$

Valore dell'azione della neve

Sostituendo nella (d) i valori sopra determinati si ottiene:

$qs = 0,8 \cdot 96 \cdot 1 \cdot 1 = 76,8$ kg/m^2 che si approssima a **77** kg/m^2

Analisi dei carichi

I pesi per unità di volume dei materiali da costruzione impiegati nelle sottostanti analisi sono dedotti dalla tabella 3.1.I delle NTC2008. I valori dei carichi di esercizio per le diverse destinazioni d'uso sono assunti per come indicato dalla tabella 3.1.II.

Copertura in legno di progetto									pesi (kg/m^2)	
peso proprio arcarecci (sez 16x20cm, i=0,70m) [(a)]	0,16	*	0,20	*	600	/	0,7	=	27	
peso proprio tavolato (s=2.5 cm)	0,025	*	600					=	15	
			totale peso proprio						**42**	G1k
manto di copertura in marsigliesi								=	60	
listelli								=	15	
impermeabilizzazione/coibentazione								=	15	
			totale carichi permanenti						**90**	G2k
carico variabile (manutenzione coperture)									**50**	Qki
carico da neve (cfr. calcolo)									**77**	
carico da vento (cfr. calcolo)									**78**	

(a) sezione ed interasse assunto a favore di sicurezza

Scala in c.a. a soletta piena, s=15cm										pesi (kg/m²)	
peso proprio soletta	0,15	*	2500						=	375	
								totale peso proprio		**375**	G1k
peso proprio gradini	3	*	0,3	*	0,16	*	0,5	* 2500	=	180	
pavimento										90	
intonaco intradosso										30	
malta allettamento	0,015	*	1800							27	
								totale carichi permanenti		**327**	G2k
carico variabile (scale)										**400**	Qki

Solaio alla base del vano scala - soletta piena, s=15cm						pesi (kg/m²)	
peso proprio soletta in c.a.	0,15	*	2500		=	375	
				totale peso proprio		**375**	G1k
pavimento						90	
malta allettamento	0,015	*	1800			27	
impermeabilizzazione						15	
intonaco intradosso						30	
				totale carichi permanenti		**162**	G2k
carico variabile (ambienti affollati)						**400**	Qki

piastra di copertura vasche raccolta idrica					pesi (kg/m²)	
peso proprio soletta in c.a	0,20	*	2500	=	500	
			totale peso proprio		**500**	G1k
malta di allettamento	0,06	*	2100	=	126	
pavimentazione in pietra	0,025		2700	=	67,5	
impermeabilizzazione				=	6,5	
			totale carichi permanenti		**200**	G2k
carico variabile (Cat. C2)					**400**	Qki
carico da neve (cfr. calcolo)					**77**	
carico da vento (cfr. calcolo)					**78**	

Carico agente sul terreno in prossimità dei setti paraterra di scala e vasche

Sul terreno circostante i setti paraterra di scala e vasche in progetto si è considerato un carico distribuito pari a:

Q = 1.000 kg/m^2

che andrà ad incrementare la spinta esercitata dal terreno posto a ridosso delle pareti verticali in c.a.. Considerato che le superfici circostanti gli elementi in oggetto saranno delle aree pedonali si deduce come l'entità del sovraccarico assunto è senz'altro cautelativa.

Spinta idraulica sulla parete delle vasche

$S = \gamma \cdot 1/2\ H = 14.72$ kN/mq = 1472 Kg/mq

con $\gamma = 9.81$ KN/mc peso specifico acqua
H=profondità dal pelo libero

VERIFICHE SISMICHE DELLE STRUTTURE

Tipo di analisi svolta

Le verifiche della struttura in muratura nelle configurazioni ante e post operam sono state condotte mediante analisi statica non lineare (pushover) così come trattata dal punto 7.3.4.1 delle NTC 2008 e dal punto C7.3.4.1 della circolare 617/2009.

Individuazione del sito

Nell'immagine che di seguito si riporta è evidenziato tramite segnaposto il sito sul quale sorge l'edificio scolastico:

Nella tabella che segue sono indicate le coordinate geografiche del punto considerato ai fini della determinazione dei parametri sismici oltre alle altre grandezze di interesse. I dati sono coerenti con quelli riportati nei tabulati di calcolo (cfr. sezione dati generali di struttura)

RIEPILOGO PARAMETRI SISMICI

Vita Nominale	**50**
Classe d'Uso	**3**
Categoria del Suolo	**B**
Categoria Topografica	**1**
Latitudine del sito oggetto di edificazione	**37.27771**
Longitudine del sito oggetto di edificazione	**14.79473**

Modellazione della struttura

La struttura in muratura è stata modellata mediante l'assemblaggio di elementi bidimensionali (maschi murari) tra loro connessi in corrispondenza di angoli ed incroci. Per la tipologia degli elementi finiti impiegati dal codice di calcolo si rimanda alla relazione introduttiva ai tabulati di calcolo nella quale vengono esposte le assunzioni alla base della trattazione analitica del problema.

A seguito dei rilievi e dei saggi sulle strutture dell'edificio scolastico si è riscontrato il collegamento tra le murature del corpo A e del corpo B. Analogamente i rispettivi orizzontamenti, oltre che ad essere posti alle medesime quote, sono di fatto connessi. Come già detto il corpo C, avente struttura portante in c.a., è giuntato rispetto alle strutture in muratura.

Ciò considerato, potendo ritenere i due corpi in muratura formanti un unico organismo strutturale, si è scelto di inputare ai fini delle verifiche sismiche delle strutture i due corpi in muratura (corpo A e corpo B) come un unico edificio escludendo dalla modellazione il corpo C non oggetto di interventi.

Valutazione della Sicurezza prima e dopo l'intervento

Relazione sulla valutazione della Sicurezza prima e dopo l'intervento

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. 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 in questo caso trattandosi di intervento ricadente nella fattispecie di adeguamento si è verificata la sicurezza nei riguardi degli stati limite ultimi (SLV) 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 quando previsto dal D.M. 14/01/2008. I valori utilizzati sono riportati nelle elaborazioni numeriche allegate.

Sono state eseguite le seguenti verifiche:

- verifica della costruzione nella sua configurazione attuale (ante operam) individuando così, unitamente a considerazione di carattere qualitativo, le maggiori carenze strutturali ed i più rilevanti fattori di rischio sui quali intervenire;
- verifica della struttura in muratura nella sua configurazione post operam, considerando quindi gli interventi volti a far fronte alle carenze strutturali ed ai fattori di vulnerabilità riscontrati con le analisi e le considerazioni di cui al punto precedente. Il tutto al fine di dimostrare, ad interventi eseguiti, il soddisfacimento delle verifiche imposte dalle NTC e di conseguenza la fattibilità di quanto in progetto.

Analisi storico critica

Ai fini di una corretta individuazione del sistema strutturale esistente e del suo stato di sollecitazione è importante ricostruire il processo di realizzazione e le successive modificazioni subite nel tempo dal manufatto, nonché gli eventi che lo hanno interessato.

L'edificio in muratura oggetto degli interventi di adeguamento è, come detto in precedenza, costituito da due corpi di fabbrica aventi forma in pianta ad L accostati in modo da generare un edificio con forma in pianta a C con lato centrale allungato. La costruzione del corpo A risale al 1935 circa, quella del corpo B agli anni che vanno dal 1950 al 1960. La tessitura muraria tra i due corpi presenta degli elementi di collegamento che fanno sì che quello che si determina è un unico organismo edilizio seppur caratterizzato da un diverso numero di elevazioni fuori terra. Quest'ultimo fattore è verosimilmente una conseguenza dell'andamento planialtimetrico del sito su cui sorge l'edificio caratterizzato, in corrispondenza del prospetto sul viale Regina Margherita, da una pendenza dell'ordine del 5%, se a ciò si aggiunge la considerevole estensione del lato lungo del fabbricato si arriva ad un dislivello fra monte e valle della costruzione di quattro metri circa. Da questo la convenienza di realizzare per il corpo B un piano a livello inferiore rispetto al piano rialzato del corpo A.

Le modalità realizzative dell'apparecchio murario sono molto simili per i due corpi. La cosa si spiega considerando che in fase di realizzazione del corpo B si sarà voluto richiamare non solo dal punto di vista architettonico ma anche da quello strutturale l'impostazione del corpo A. Prova di questo sono diversi elementi: la tipologia muraria predominante nelle murature perimetrali, realiz-

zata con blocchi squadrati di pietra lavica per entrambi i corpi; la tipologia muraria delle pareti interne di spina e di controvento; la distribuzione delle aperture sia interne che esterne. Formano eccezione a tale uniformità la presenza nel corpo B di pareti portanti realizzate in laterizi pieni, materiale che non trova riscontro nel corpo A.

La realizzazione degli elementi strutturali portanti e portati di entrambi i corpi rispecchia la regola dell'arte degli anni nei quali sono stati realizzati. La messa in opera di setti murari in pietrame squadrato (tufo, arenaria, basalto) ed in laterizi pieni era patrimonio diffuso delle maestranze del tempo e la buona fattura degli apparati murari ne sono prova. Analoga considerazione può essere fatta per gli elementi portati (solai, scale, coperture) anch'essi ben eseguiti e giunti fino ad oggi in condizioni più che soddisfacenti.

Dai sopralluoghi effettuati si evince che l'edificio non è stato in passato oggetto di soprelevazioni o di interventi strutturali di rilievo.

Rilievo

Si riportano di seguito le indicazioni previste al punto 8.5.2 del D.M. 14/01/2008 "Norme Tecniche per le Costruzioni" per quanto riguarda il rilievo dell'edificio.

Il rilievo geometrico-strutturale è stato riferito sia alla geometria complessiva dell'organismo che a quella degli elementi costruttivi, comprendendo i rapporti tra le parti costituenti la fabbrica. Il rilievo ha permesso di individuare l'organismo resistente della costruzione, tenendo anche presente la qualità e lo stato di conservazione dei materiali e degli elementi costitutivi. Si è svolta anche la ricerca di eventuali dissesti, in atto o stabilizzati, ponendo particolare attenzione alla ricerca di possibili quadri fessurativi e di meccanismi di danno. Attese le buone condizioni dell'edificio e la sua buona fattura tali ricerche hanno dato esito negativo non essendosi riscontrati segni di dissesto o quadri fessurativi.

Il rilievo geometrico dell'edificio è riportato negli allegati elaborati grafici di progetto architettonico e di calcoli statici dai quali si deducono le dimensioni in pianta ed in elevazione, oltre che gli spessori ed i materiali dei maschi murari.

A seguito della campagna sperimentale con conseguimento di un livello di conoscenza accurato dell'edificio, segnatamente livello di conoscenza 2 con riferimento al D.M. 14/1/2008, limitatamente alle prove di caratterizzazione delle strutture murarie e di rilievo della tipologia, armatura e ammorsamento di solai e architravi.

I dettagli costruttivi esaminati hanno caratterizzato la valutazione dei seguenti elementi:

- tipologia e orditura dei solai;
- qualità del collegamento tra pareti verticali;
- qualità del collegamento tra orizzontamenti e pareti ed eventuale presenza di cordoli di piano o di altri dispositivi di collegamento;
- esistenza di architravi strutturalmente efficienti al di sopra delle aperture;
- presenza di elementi, anche non strutturali, ad elevata vulnerabilità;
- tipologia della muratura (a uno o più paramenti, con o senza collegamenti trasversali, etc.), e sue caratteristiche costruttive (eseguita in pietra o in mattoni, regolare o irregolare, ...).

deformabilità del tipo murario per carichi verticali;

- resistenza ultima della muratura per carichi verticali;
- resistenza a scorrimento dei letti di malta.

Le proprietà della muratura esistente come prescritto dalle NTC08 e successiva circolare del 2 febbraio 2009, n. 617, considerato che si tratta di un livello di conoscenza 2, sono stati applicati i

livelli medi della tabella C8A.2.1 e successivo coefficiente correttivo di cui alla tabella C8A.2.2 relativo alla Malta Buona.

La struttura in sezione è articolata, il primo corpo ha due livelli, mentre il secondo ha quattro livelli di cui uno più basso e uno più alto rispetto al primo.

Nelle analisi si è tenuto conto delle loro diversità di quota, per maggior sicurezza ci si è attenuti ai fini della determinazione dello spettro di risposta al corpo di maggiore altezza (secondo corpo).

I materiali presenti sono

Tipo 3: Muratura in mattoni pieni

Tipo 7: Muratura a blocchi lapidei

Tipo 12: Muratura a conci di pietra tenera (tufo)

Schema del modello di calcolo

Per la valutazione del livello di sicurezza è stato impiegato il modello di calcolo costituito da una struttura i cui elementi portanti verticali sono dei setti murari tra loro connessi in corrispondenza degli incroci ed aventi consistenza (spessore e tipologia di materiale) dedotta dai rilievi geometrici e strutturali condotti in fase preliminare. I carichi applicati sono quelli che effettivamente agiscono nello stato di fatto e che agiranno ad interventi in progetto eseguiti e sono dedotti in accordo con le indicazioni del capitolo 3 delle NTC 2008.

Per le considerazioni sulla modellazione della struttura si rimanda al precedente paragrafo a ciò attinente ed alla relazione di calcolo riportata nei tabulati di calcolo della struttura in muratura.

Le verifiche sono state condotte con riferimento agli SLU (SLV).

Livelli di conoscenza e fattori di confidenza

Nel caso degli edifici esistenti la conoscenza delle caratteristiche geometriche e costruttive può essere conseguita con diversi livelli di approfondimento. Le NTC del 2008 organizzano la qualità della conoscenza su tre possibili livelli, in funzione di un minore o maggiore approfondimento della conoscenza del manufatto.

Nel presente caso tenuto conto di quanto riportato nella tabella C8A.1.1 e considerato che:

- è stata compiutamente rilevata la geometria, il quadro fessurativo, l'entità dei carichi associati ai vari ambienti;
- è stata condotta una verifica in situ estesa ed esaustiva sui dettagli costruttivi;
- si sono effettuate prove in situ sui materiali con l'impiego di martinetti piatti (indagini in situ estese

tutto ciò detto porta ad un livello di conoscenza (ed al relativo fattore di confidenza) **LC2 (Fc=1,20)**.

Caratterizzazione meccanica dei materiali

In virtù del livello di conoscenza conseguito e di quanto prescritto al punto C8A.1.A.4 delle NTC 2008, per le diverse tipologie murarie i parametri meccanici sono stati dedotti per come riassunto nella seguente tabella:

resistenza	valore medio dell'intervallo della tabella C8A.2.1
modulo elastico	valore medio dell'intervallo della tabella C8A.2.1

Ai valori così individuati si sono applicati, così come indicato dal punto C8A.2 delle NTC, i coefficienti correttivi riportati in tabella C8A.2.2 per le varie tipologie murarie e per i fattori migliorativi o peggiorativi che le contraddistinguono.

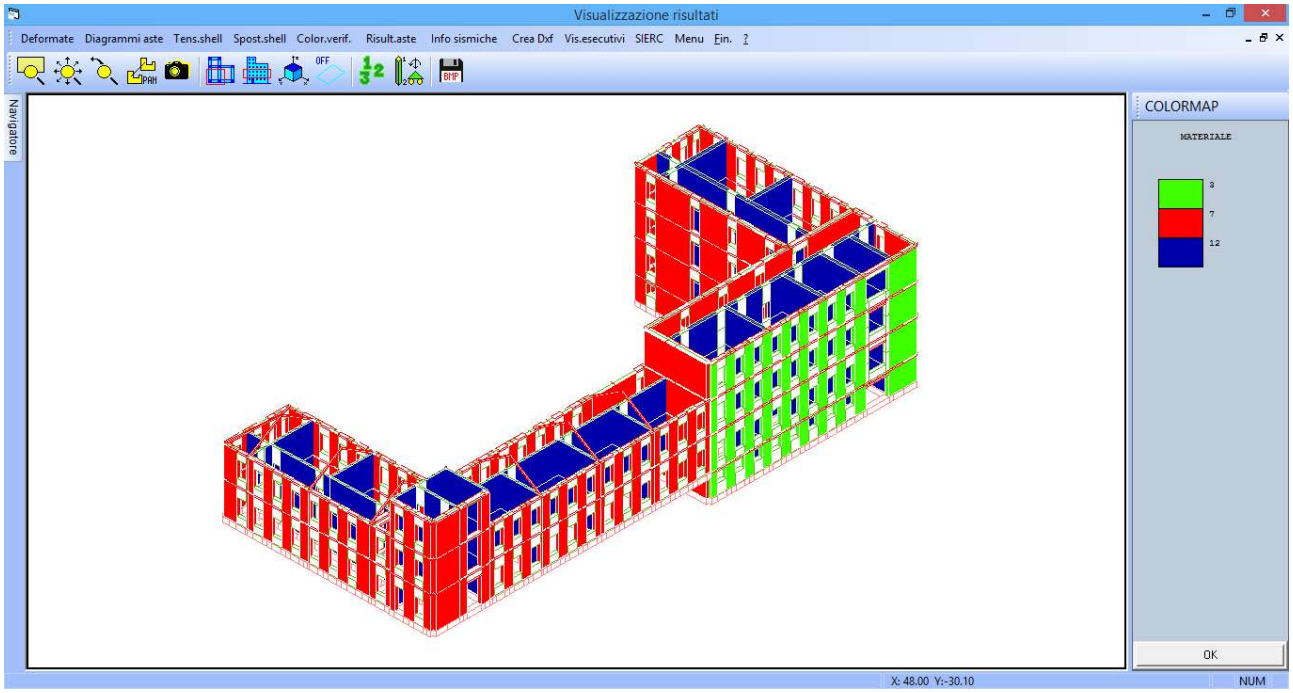
Le caratteristiche meccaniche risultanti per le diverse tipologie murarie sono riportate nella relazione generale allegata ai tabulati di calcolo delle strutture alla quale si rimanda.

Azioni statiche

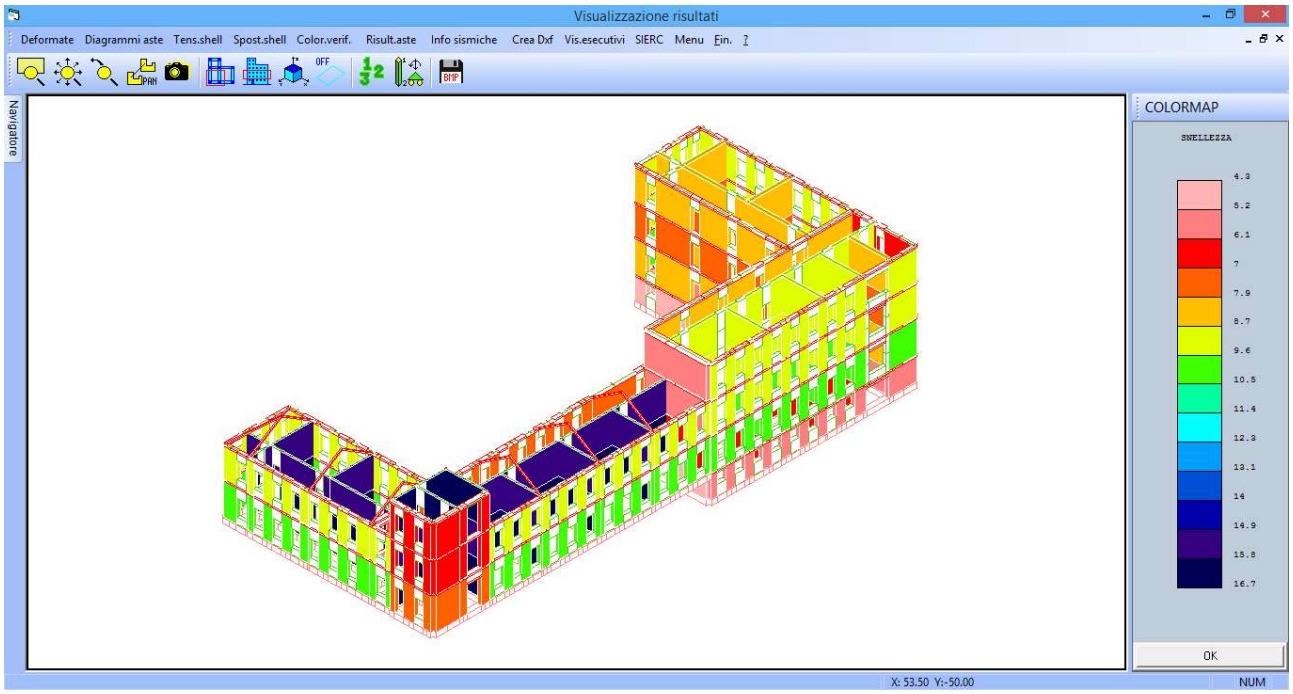
Le azioni considerate, indotte dai vari elementi strutturali, sono state dedotte in conformità alle NTC 2008 e sono riportate nelle analisi dei carichi in precedenza svolte alle quali si rimanda.

Analisi della struttura nello stato di fatto

Di seguito i principali risultati della struttura.
Materiali

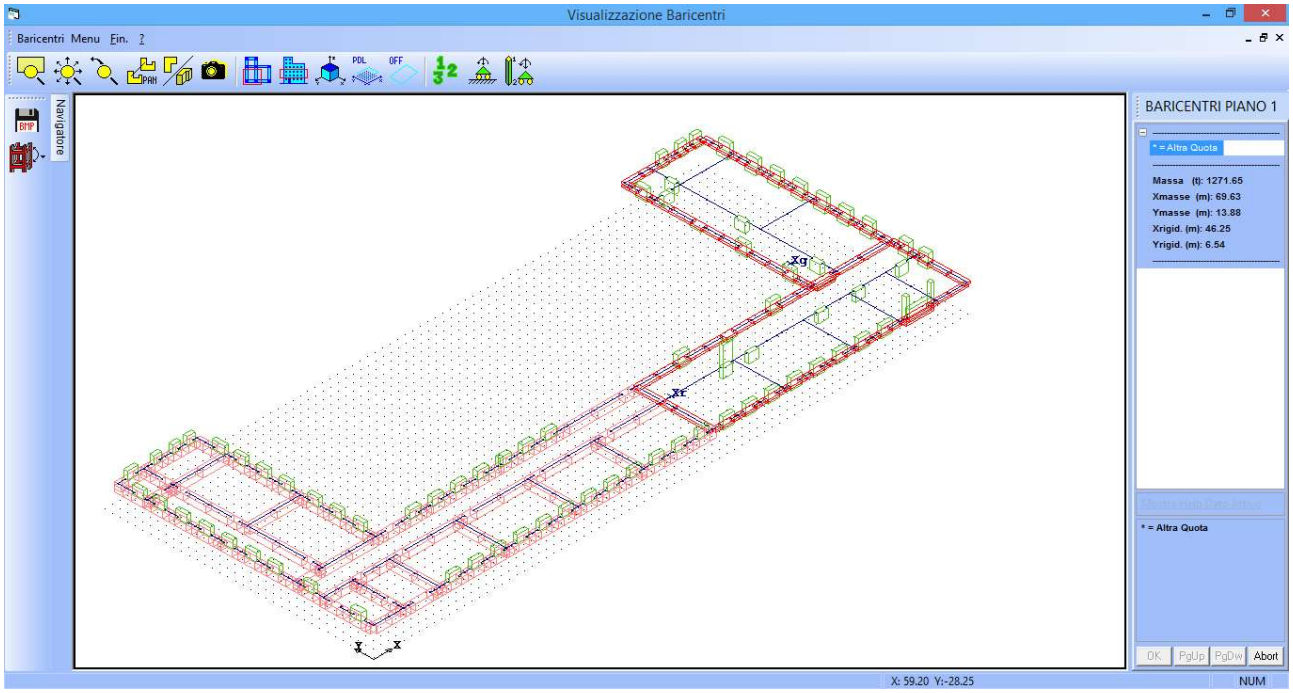


Ai fini dell'instabilità sono state controllate le snellezze delle singole pareti

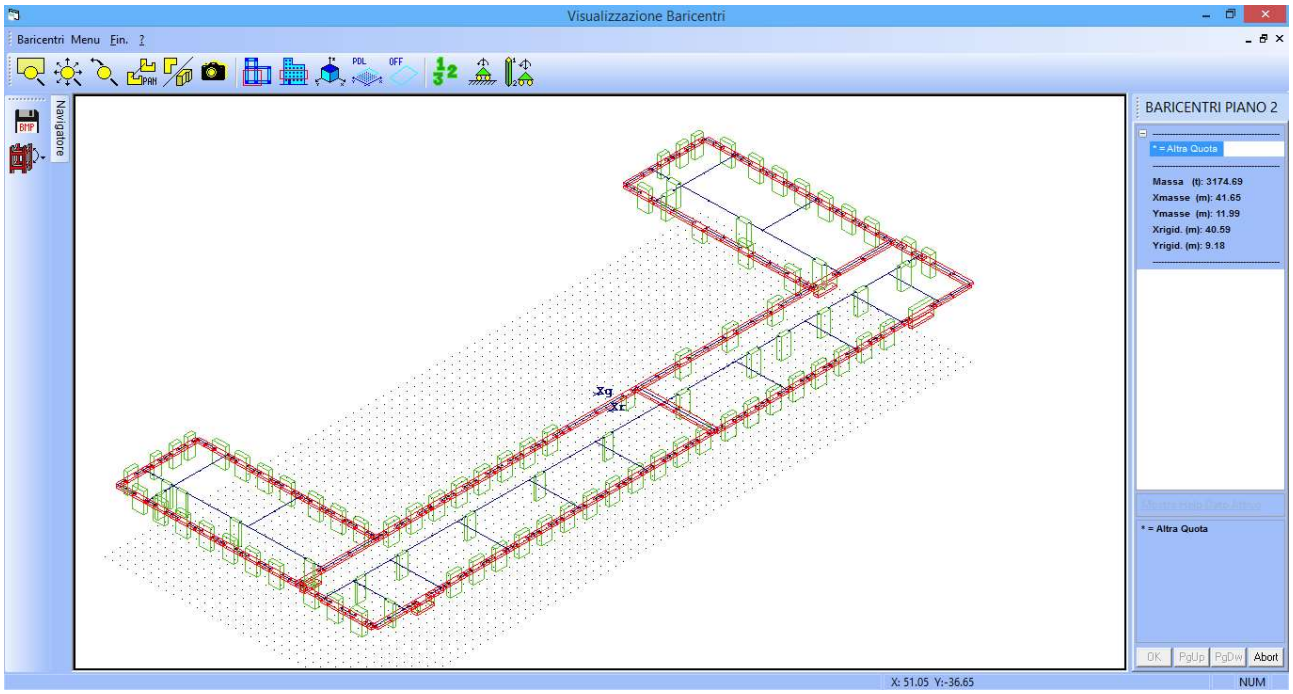


Segue il controllo dei baricentri e modi di vibrazione sull'esistente.

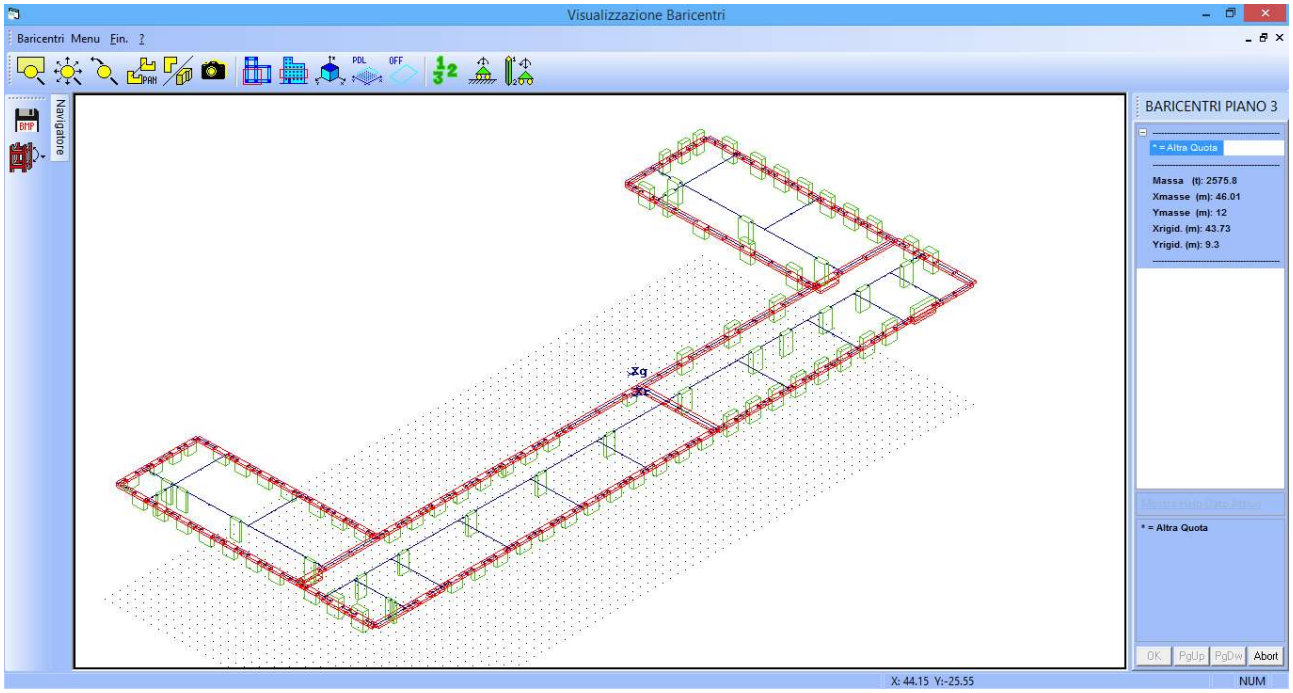
Baricentro quota 1



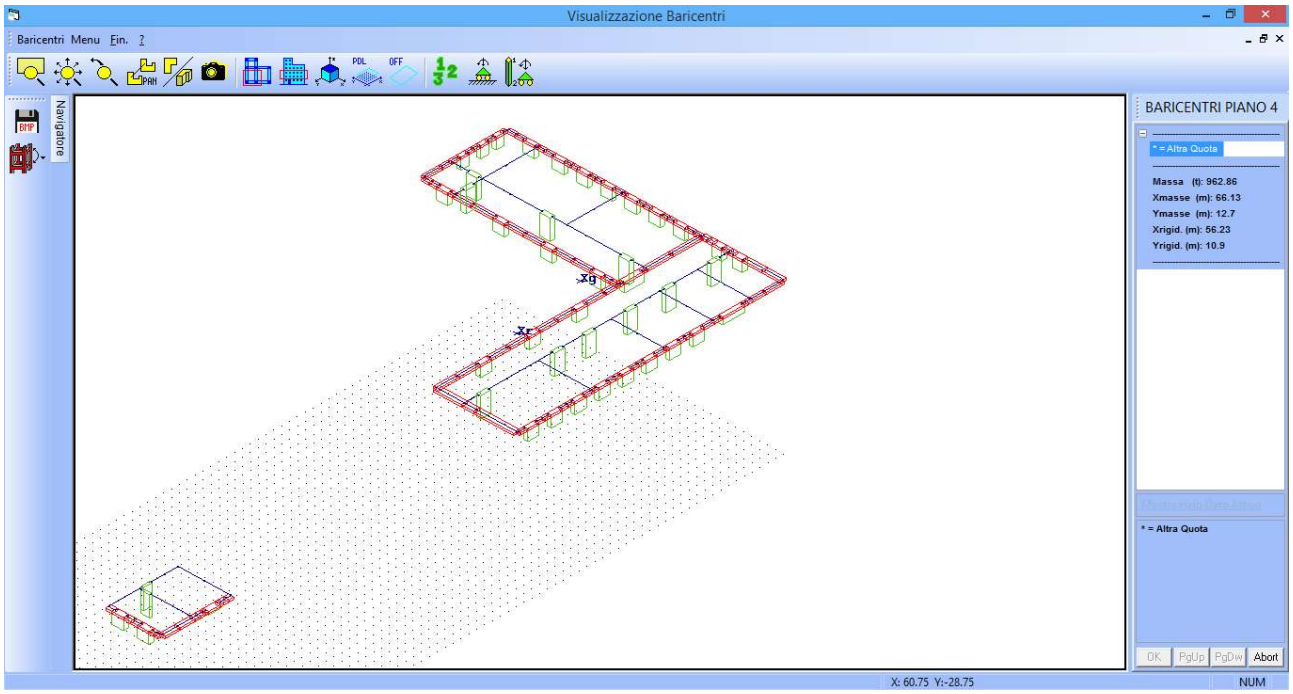
Baricentro quota 2



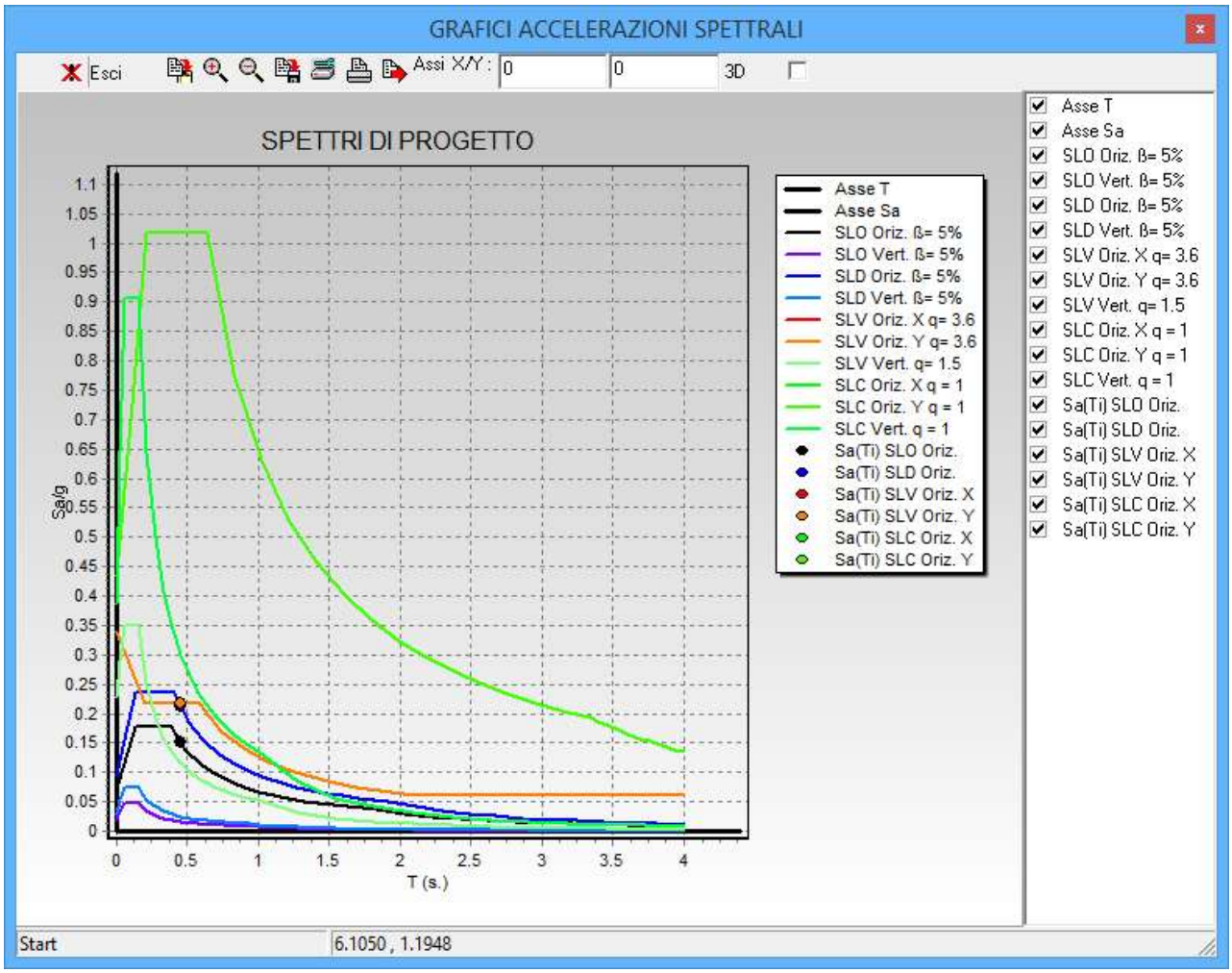
Baricentro quota 3



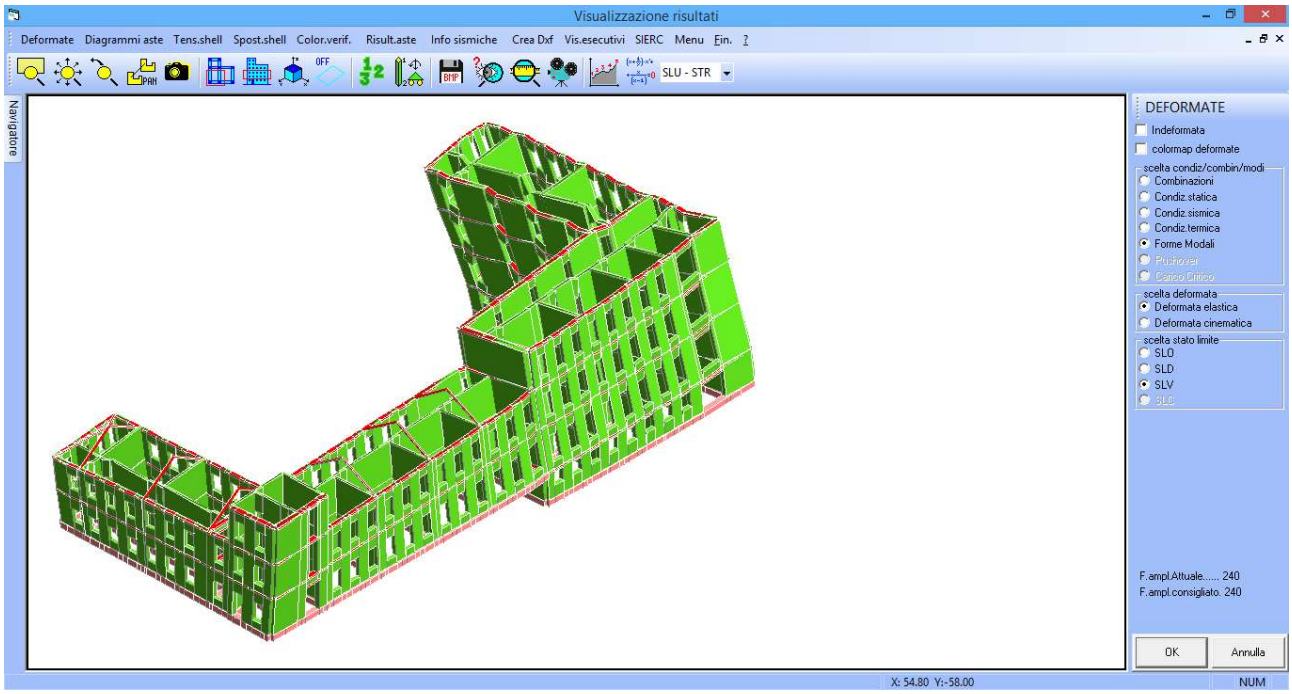
Baricentro quota 4



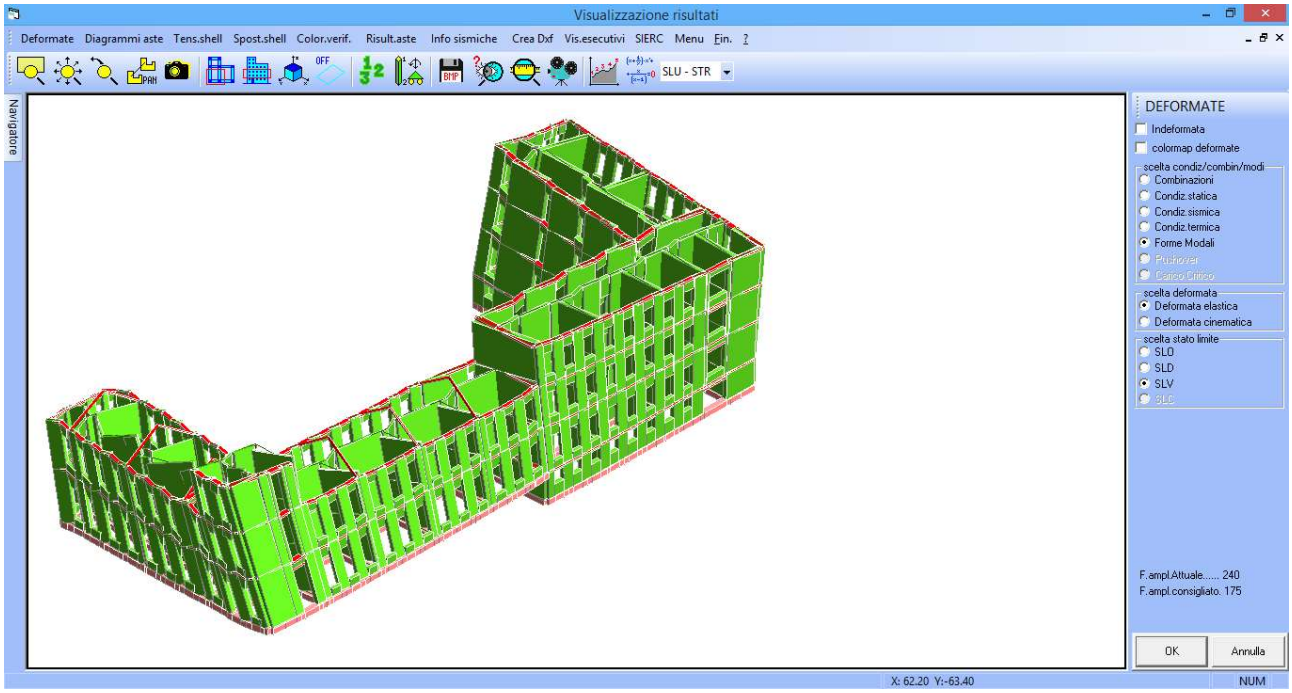
Spettro di risposta



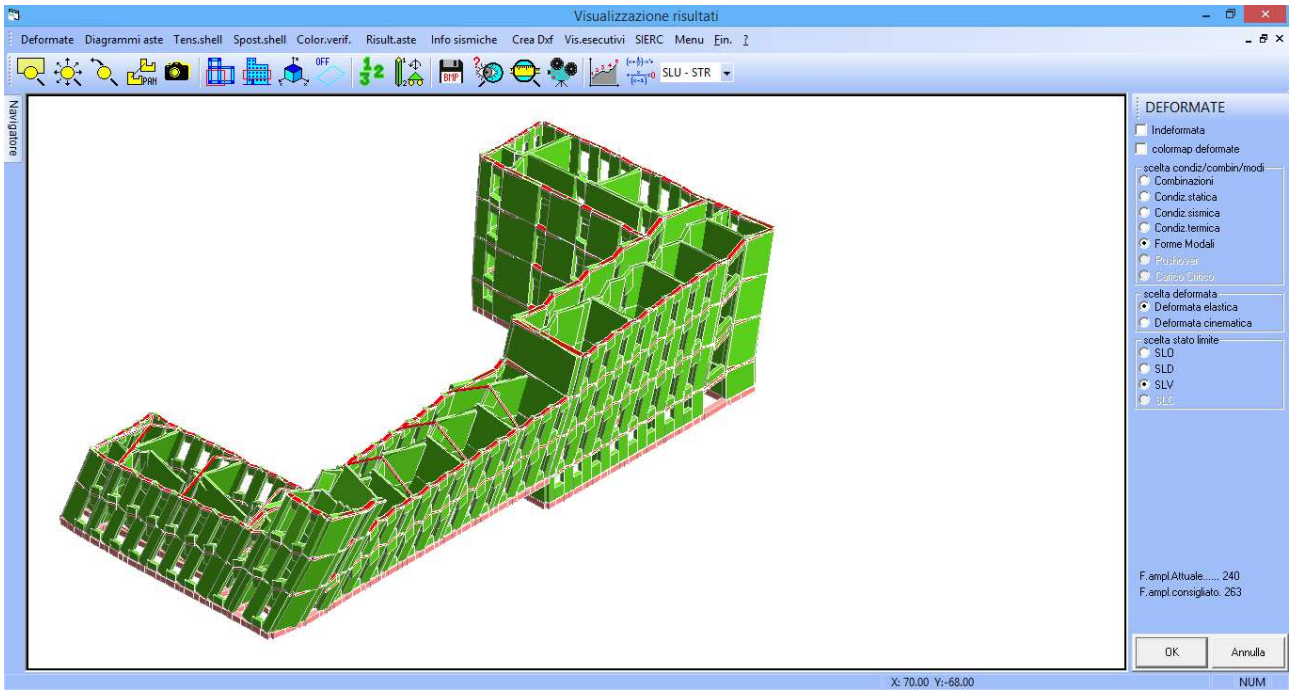
Forma modale 1



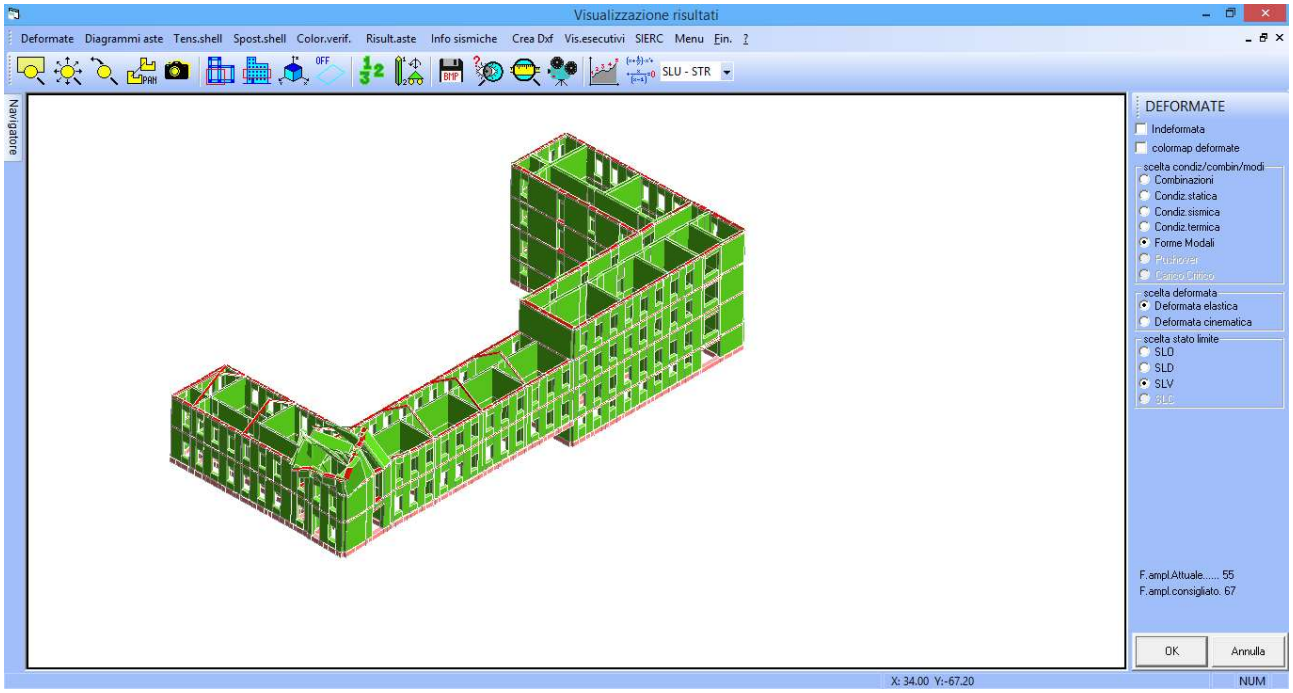
Forma modale 2



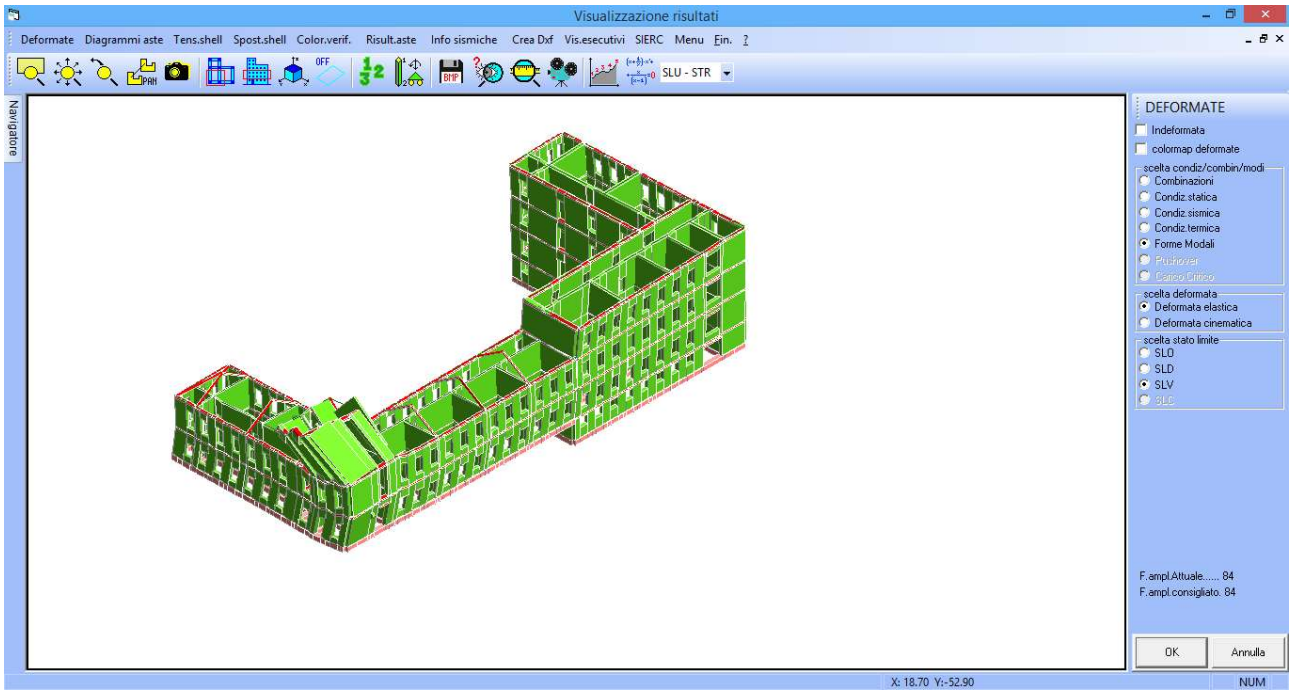
Forma modale 3



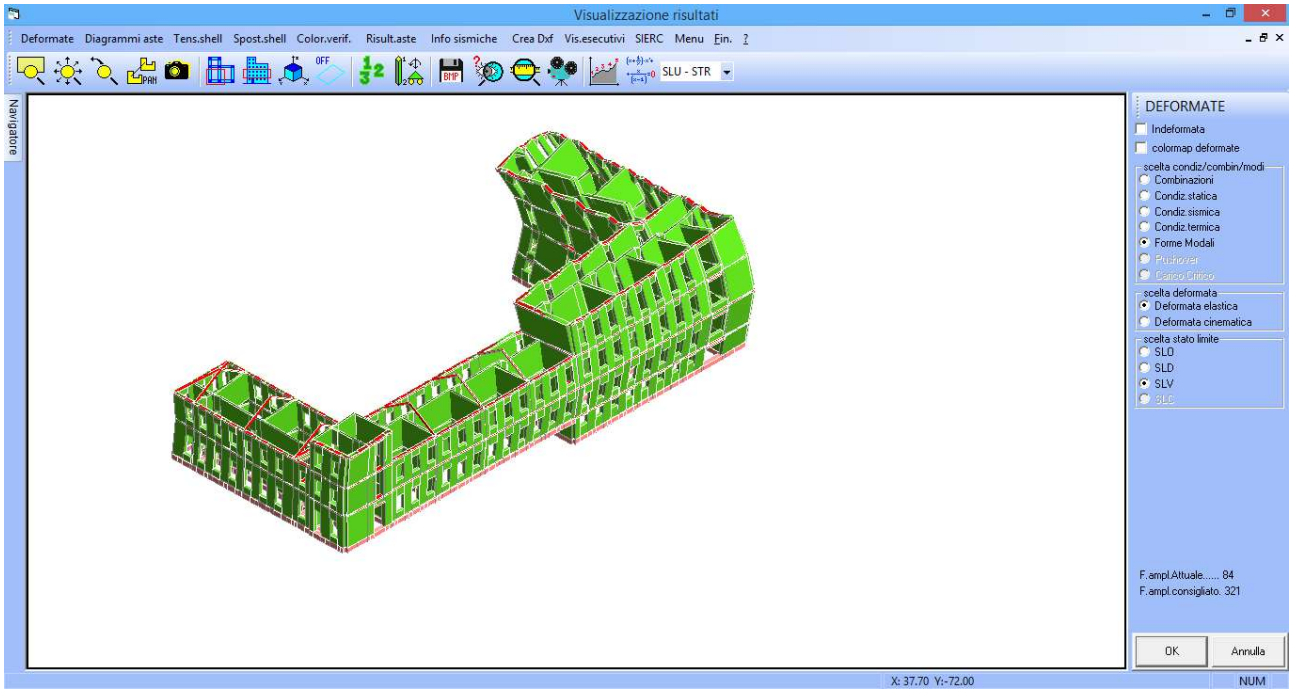
Forma modale 4



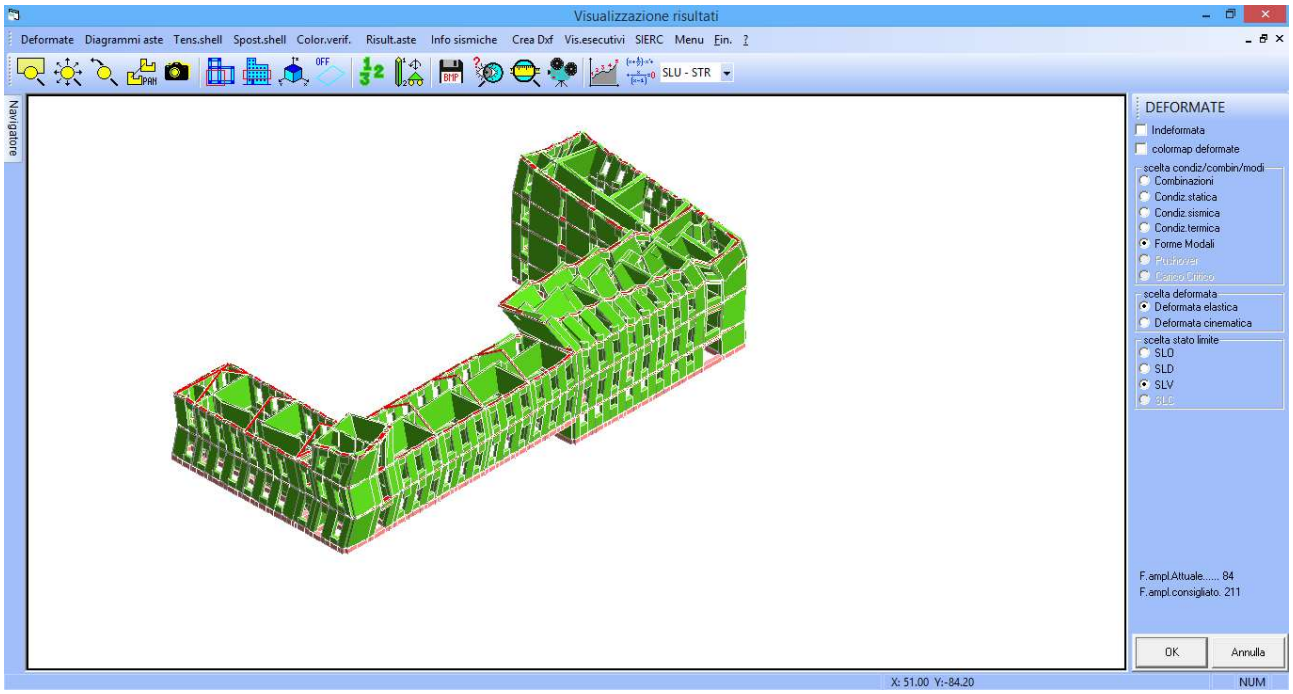
Forma modale 5



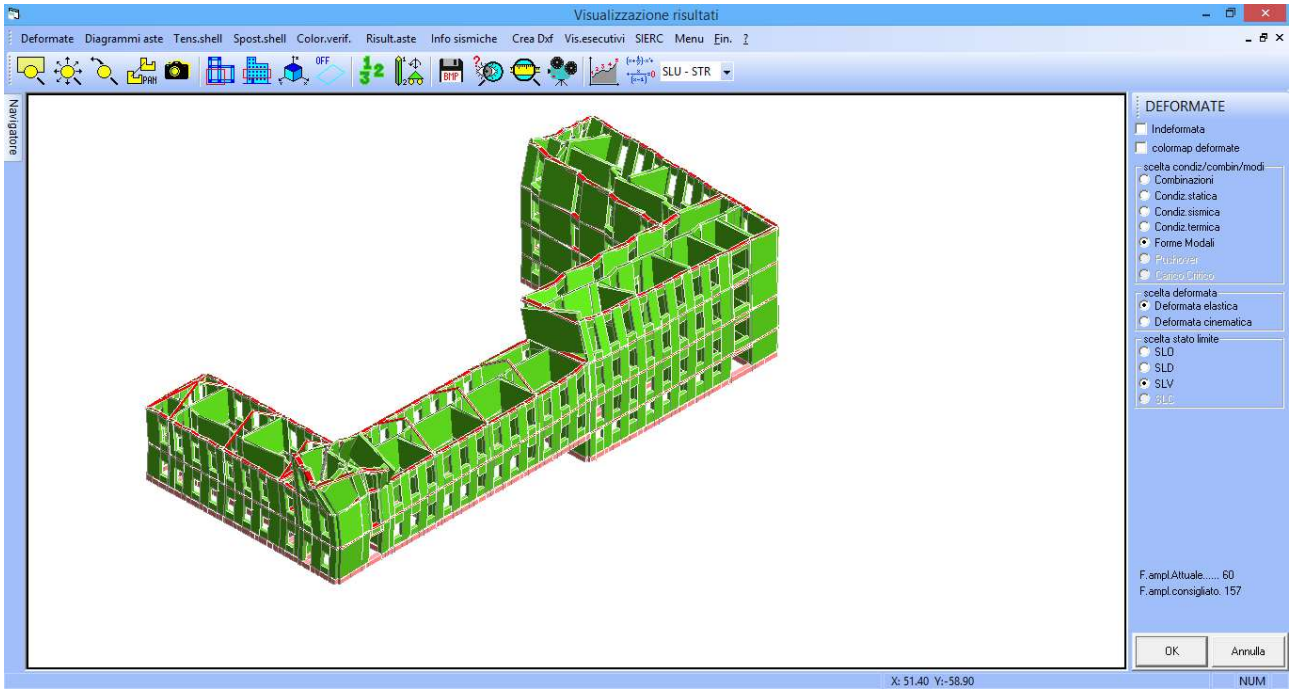
Forma modale 6



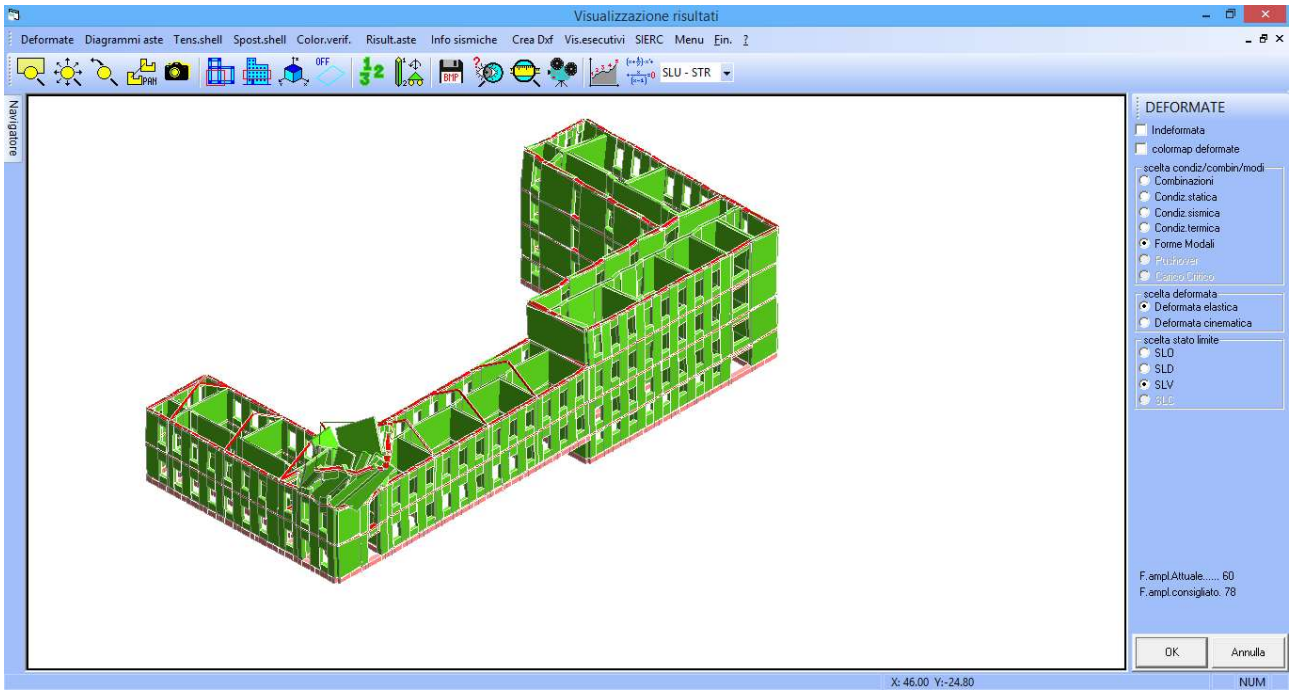
Forma modale 7



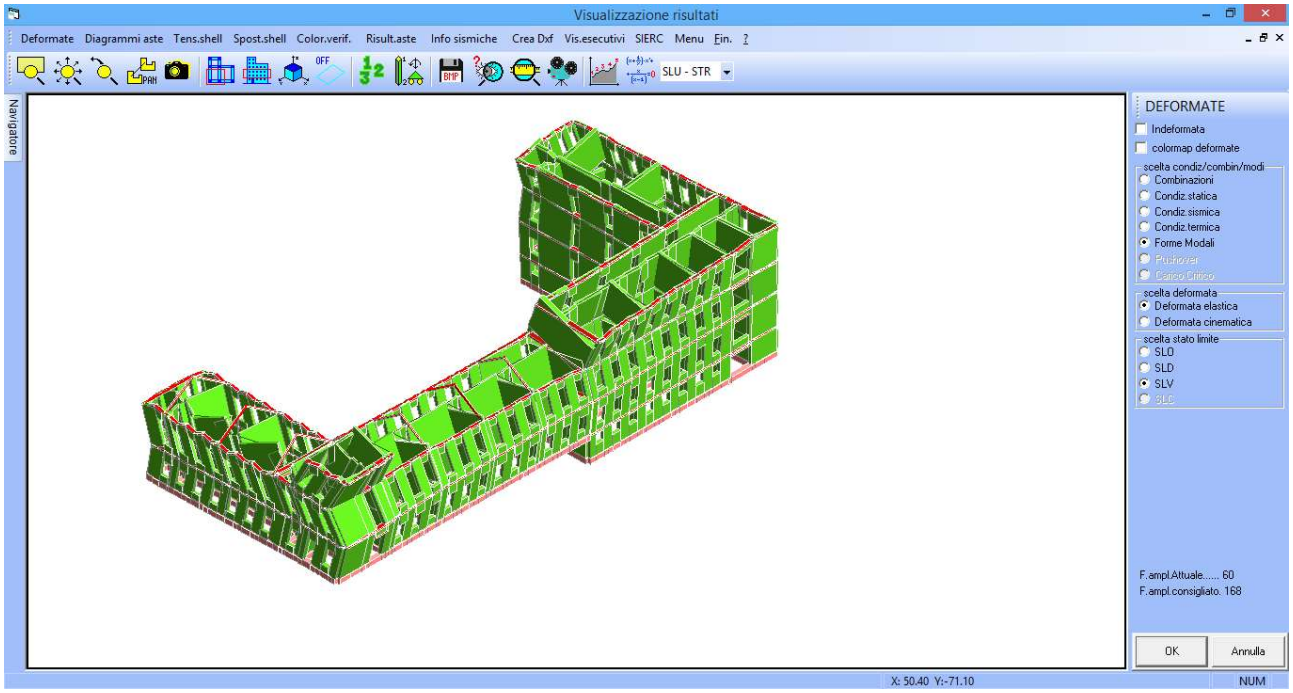
Forma modale 8



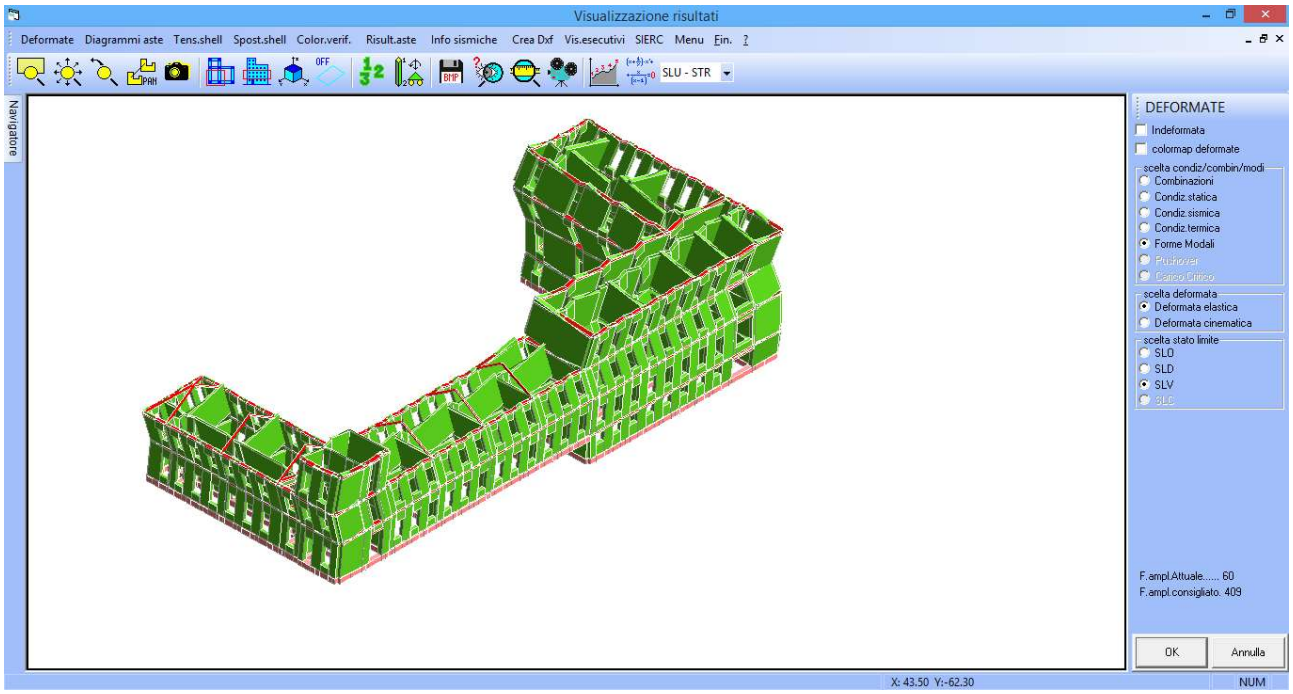
Forma modale 9



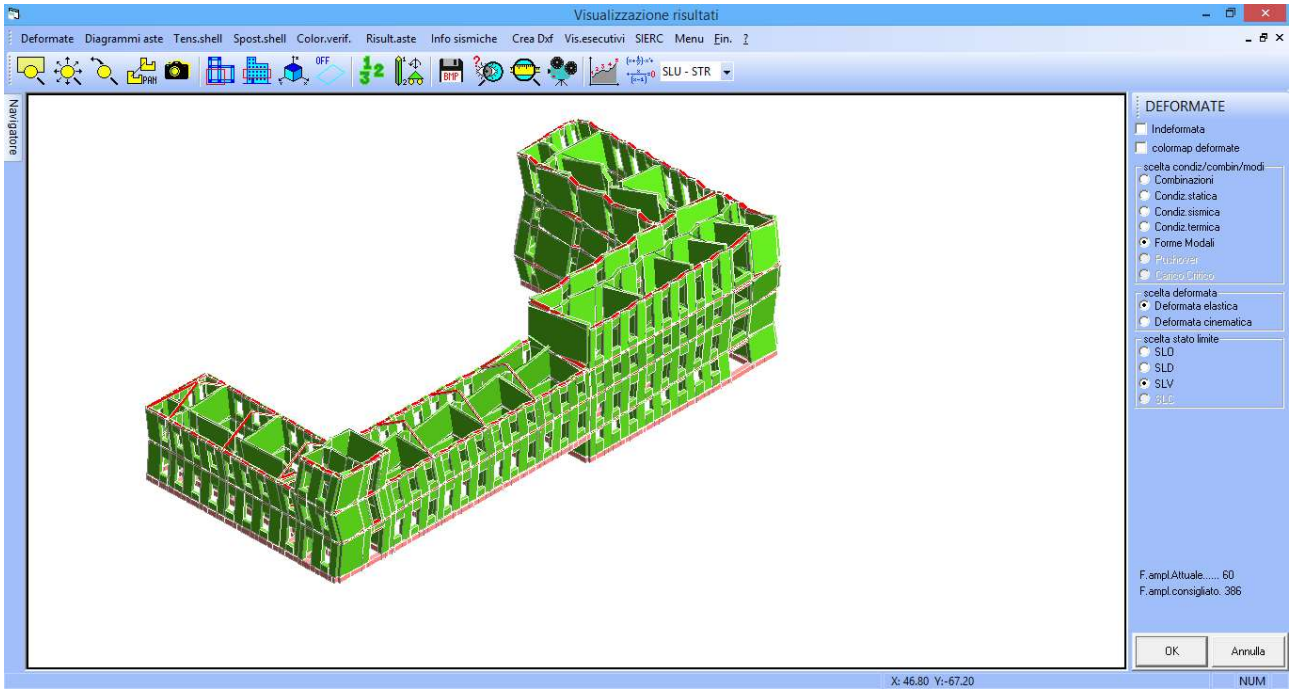
Forma modale 10



Forma modale 11

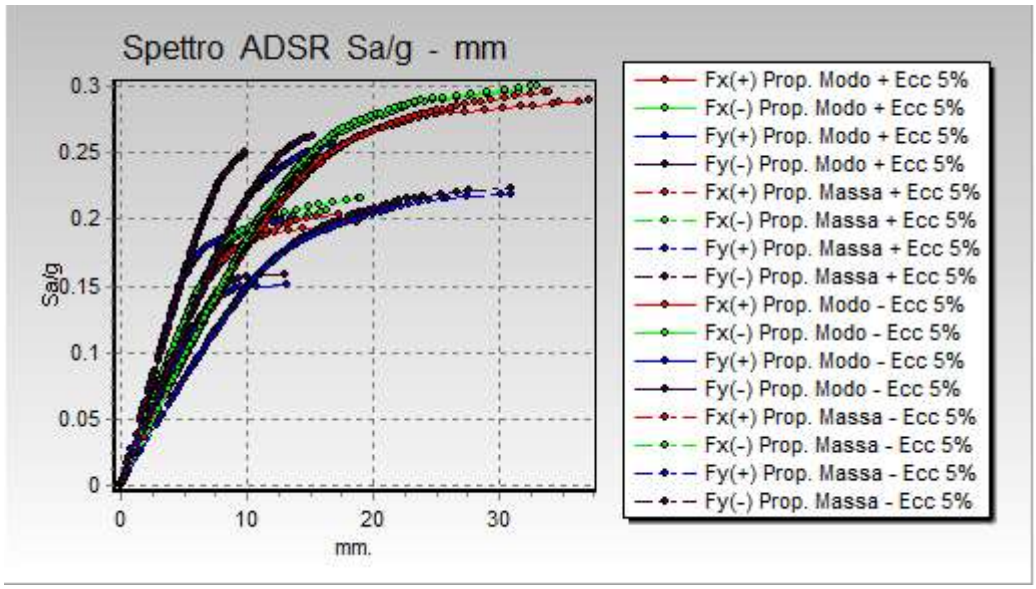


Forma modale 12



Di seguito i risultati dell'analisi svolta statica non lineare (pushover)

Curve ADSR



– INFORMAZIONI GENERALI SULL'ANALISI SVOLTA

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;

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

MISURA DELLA SICUREZZA

Il metodo di verifica della sicurezza adottato è quello degli Stati Limite (SL) che prevede due insiemi di verifiche rispettivamente per gli stati limite ultimi S.L.U. e gli stati limite di esercizio S.L.E..
La sicurezza viene quindi garantita progettando i vari elementi resistenti in modo da assicurare che la loro resistenza di calcolo sia sempre maggiore della corrispondente domanda in termini di azioni di calcolo.

Le norme 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 al 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 successive modifiche ed integrazioni.
In particolare si è verificata:

– la sicurezza nei riguardi degli stati limite ultimi (S.L.U.) 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 quando 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 (S.L.E.) 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 (S.L.D.) 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.

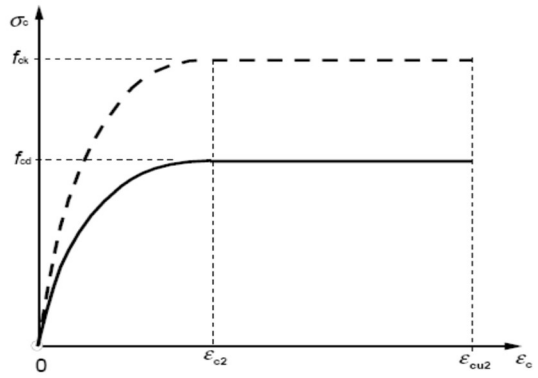
MODELLI DI CALCOLO

Si sono utilizzati come modelli di calcolo quelli esplicitamente richiamati nel D.M. 14/01/2008.

Per quanto riguarda le azioni sismiche ed in particolare per la determinazione del fattore di struttura, dei dettagli costruttivi e le prestazioni sia agli S.L.U. che allo S.L.D. si fa riferimento al D.M. 14/01/08 e alla circolare del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 2 febbraio 2009, n. 617 la quale è stata utilizzata come norma di dettaglio.

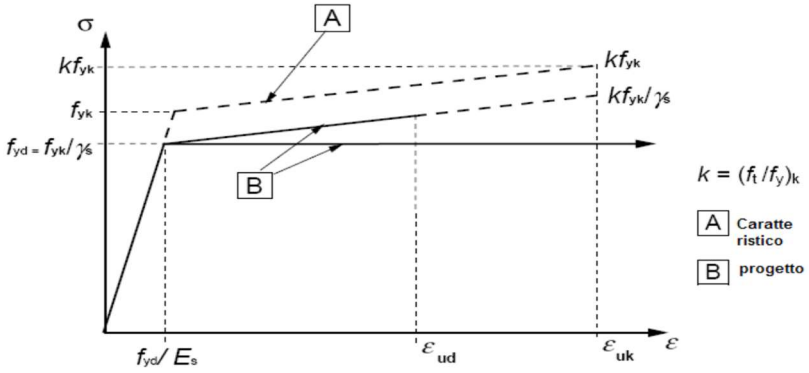
La definizione quantitativa delle prestazioni e le verifiche sono riportati nel fascicolo delle elaborazioni numeriche allegate.

Per le verifiche sezionali i legami utilizzati sono:



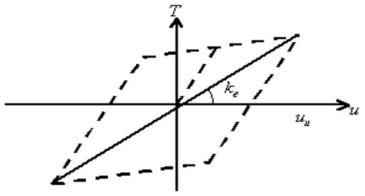
Legame costitutivo di progetto parabola-rettangolo per il calcestruzzo.

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



Legame costitutivo di progetto elastico perfettamente plastico o incrudente a duttilità limitata per l'acciaio.

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 per gli isolatori.

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

– AZIONI SULLA COSTRUZIONE

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 (S.L.O.)
- Stato Limite di Danno (S.L.D.)

Gli stati limite ultimi sono:

- Stato Limite di salvaguardia della Vita (S.L.V.)
- Stato Limite di prevenzione del Collasso (S.L.C.)

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 esercizio	SLO	81%
	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. 14/01/2008 § 3.2.3. sono stati definiti i seguenti termini:

- Vita Nominale del fabbricato;
- Classe d'Uso del fabbricato;
- Categoria del Suolo;
- Coefficiente Topografico;
- Latitudine e Longitudine del sito oggetto di edificazione.

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 dal cap. 3 del D.M. 14/01/08 e dlla 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.

DESTINAZIONE D'USO E SOVRACCARICHI PER LE AZIONI ANTROPICHE

Per la determinazione dell'entità e della distribuzione spaziale e temporale dei sovraccarichi variabili si farà 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:

- carichi verticali uniformemente distribuiti qk [kN/m2]
- carichi verticali concentrati Qk [kN]
- carichi orizzontali lineari Hk [kN/m]

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

Categ.	Ambienti	q_k [kN/m^2]	Qk [kN]	Hk [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	2,00	2,00	1,00
	Cat. B2 – Uffici aperti al pubblico	3,00	2,00	1,00
C	**Ambienti suscettibili di affollamento.**			
	Cat. C1 – Ospedali, ristoranti, caffè, banche, scuole	3,00	2,00	1,00
	Cat. C2 – Balconi, ballatoi e scale comuni, sale convegni, cinema, teatri, chiese, tribune con posti fissi	4,00	4,00	2,00
	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 sporte relative tribune	5,00	5,00	3,00
D	**Ambienti ad uso commerciale.**			
	Cat. D1 – Negozi	4,00	4,00	2,00
	Cat. D2 – Centri commerciali, mercati, grandi magazzini, librerie	5,00	5,00	2,00
E	**Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale.**			
	Cat. E1 – Biblioteche, archivi, magazzini, depositi, laboratori manifatturieri	> 6,00	6,00	1,00*
	Cat. E2 – Ambienti ad uso industriale, da valutarsi caso per caso	-	-	-
F – G	**Rimesse e parcheggi.**			
	Cat. F – Rimesse e parcheggi per il transito di automezzi di peso a pieno carico fino a 30 kN	2,50	2 x 10,00	1,00**
	Cat. G – Rimesse e parcheggi per il transito di automezzi di peso a pieno carico superiore a 30 kN, da valutarsi caso per caso	-	-	-
H	**Coperture e sottotetti.**			
	Cat. H1 – Coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione	0,50	1,20	1,00
	Cat. H2 – Coperture praticabili	Secondo categoria di appartenenza		
	Cat. H3 – Coperture speciali (impianti, eliporti, altri) da valutarsi caso per caso	-	-	-

* 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 qk, Qk ed Hk di riferimento sono riportati nella Tab. 3.1.II. delle N.T.C. 2008. In presenza di carichi verticali concentrati Qk essi sono stati applicati su impronte di carico appropriate all'utilizzo ed alla forma dello orizzontamento.
In particolare si considera una 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.

AZIONE SISMICA

Ai fini delle N.T.C. 2008 l'azione sismica è caratterizzata da 3 componenti traslazionali, due orizzontali contrassegnate da X ed Y ed una verticale contrassegnata da Z, da considerare tra di loro indipendenti.

Le componenti possono essere descritte, 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 caratterizzate dallo stesso spettro di risposta. L'accelerazione massima e lo spettro di risposta della componente verticale attesa in superficie sono determinati sulla base dell'accelerazione massima e dello spettro di risposta delle due componenti orizzontali.
In allegato alle N.T.C. 2008, per tutti i siti considerati, sono forniti i valori dei precedenti parametri di pericolosità sismica necessari per la determinazione delle azioni sismiche.

AZIONI DOVUTE AL VENTO

Le azioni del vento sono state determinate in conformità al §3.3 del D.M. 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.

AZIONI DOVUTE ALLA TEMPERATURA

E' stato tenuto conto delle variazioni giornaliere e stagionali della temperatura esterna, irraggiamento solare e convezione comportano variazioni della distribuzione di temperatura nei singoli elementi strutturali, con un delta di temperatura di 15° C.
Nel calcolo delle azioni termiche, si è tenuto conto di più fattori, quali le condizioni climatiche del sito, l'esposizione, la massa complessiva della struttura, la eventuale presenza di elementi non strutturali isolanti, le temperature dell'aria esterne (Cfr. § 3.5.2), dell'aria interna (Cfr.§ 3.5.3) e la distribuzione della temperatura negli elementi strutturali (Cfr § 3.5.4) viene assunta in conformità ai dettami delle N.T.C. 2008.

NEVE

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

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t \qquad \text{(Cfr. §3.3.7)}$$

in cui si ha:

q_s = carico neve sulla copertura;
μ_i = coefficiente di forma della copertura, fornito al (Cfr.§ 3.4.5);
q_{sk} = valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo [kN/m^2], fornito al (Cfr.§ 3.4.2) delle N.T.C. 2008
per un periodo di ritorno di 50 anni;

C_E = coefficiente di esposizione di cui al (Cfr.§ 3.4.3);
C_t = coefficiente termico di cui al (Cfr.§ 3.4.4).

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.

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 si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni per cui si rimanda al § 2.5.3 delle N.T.C. 2008. Queste sono:

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (S.L.U.) (2.5.1);
- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (S.L.E.) 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 (S.L.E.) reversibili (2.5.3);
- Combinazione quasi permanente (S.L.E.), 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 S.L.E., si intende che vengono omessi i carichi Q_{kj} che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi G_2.
Altre combinazioni sono da considerare in funzione di specifici aspetti (p. es. fatica, ecc.). Nelle formule sopra riportate il simbolo + vuol dire "combinato con".
I valori dei coefficienti parziali di sicurezza γ_{Gi} e γ_{Qj} sono dati in § 2.6.1, Tab. 2.6.I.
Nel caso delle costruzioni civili e industriali le verifiche agli stati limite ultimi o di esercizio devono essere effettuate per la combinazione dell'azione sismica con le altre azioni già fornita in § 2.5.3 form. 3.2.16 delle N.T.C. 2008.
Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai carichi gravitazionali (form. 3.2.17).
I valori dei coefficienti $\psi_{2\,j}$ sono riportati nella Tabella 2.5.I..
La struttura deve essere progettata così che il degrado nel corso della sua vita nominale, purché si adotti la normale 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 devono essere stabilite con riferimento alle previste condizioni ambientali.
La protezione contro l'eccessivo degrado deve essere ottenuta attraverso un'opportuna scelta dei dettagli, dei materiali e delle dimensioni strutturali, con l'eventuale applicazione di sostanze o ricoprimenti protettivi, nonché con l'adozione di altre misure di protezione attiva o passiva.

La definizione quantitativa delle prestazioni e le verifiche sono riportati nel fascicolo delle elaborazioni numeriche allegate.

COMBINAZIONI DELLE AZIONI SULLA COSTRUZIONE

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

Categoria/Azione variabile	ψ_{0i}	ψ_{1i}	ψ_{2i}
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 uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	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

Tabella 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza γ_{Gi} e γ_{Qj} utilizzati nelle calcolazioni sono dati nelle N.T.C. 2008 in § 2.6.1, Tab. 2.6.I.

– 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 ≤150mm ± 5 mm
Per dimensioni =400 mm ± 15 mm
Per dimensioni ≥2500 mm ± 30 mm

Per i valori intermedi interpolare linearmente.

– DURABILITÀ

Per garantire la durabilità della struttura sono state prese in considerazioni opportuni stati limite di esercizio (S.L.E.) in funzione dell'uso e dell'ambiente in cui la struttura dovrà vivere limitando sia gli stati tensionali che nel caso delle opere in calcestruzzo anche l'ampiezza delle fessure. La defi-

nizione quantitativa delle prestazioni, la classe di esposizione e le verifiche sono riportati nel fascicolo delle elaborazioni numeriche allegate.
Inoltre per garantire la durabilità, cosi come tutte le prestazioni attese, è necessario che si ponga adeguata cura sia nell'esecuzione che nella manutenzione e gestione della struttura e si utilizzino 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 coerenti con tali obiettivi.
Durante le fasi di costruzione il direttore dei lavori implementerà 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" D.M. 14/01/2008 e relative Istruzioni.

– 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.

Interventi strutturali di adeguamento sismico

Gli interventi volti al conseguimento dell'adeguamento sismico dell'edificio in muratura sono stati elencati nel precedente paragrafo relativo agli interventi in progetto. Si rimanda alle tavole grafiche degli esecutivi strutturali per la caratterizzazione e quantificazione delle opere in progetto.

VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

Si riportano le verifiche degli elementi strutturali non eseguite mediante codice di calcolo.

Verifica degli arcarecci in legno lamellare

Si svolgono di seguito le verifiche degli arcarecci in legno lamellare BS 11 (GL24h) (le caratteristiche meccaniche sono riportate nella relazione sui materiali che segue) di dimensioni 14x20 cm che di seguito viene sottoposta a calcoli di verifica secondo quanto prescritto dal punto 4.4 delle NTC 2008.

Le verifiche vengono condotte considerando l'elemento di lunghezza massima, sottoposto al carico uniformemente distribuito che gli compete in virtù dell'interasse con il quale saranno disposti gli arcarecci.

Combinazione delle azioni allo SLU (P. 2.5.3 delle NTC 2008)

La combinazione delle aziono allo SLU (SLV) viene qui effettuata con riferimento ai carichi determinati nell'analisi dei carichi in precedenza svolta:

COPERTURA CON ARCARECCI, LISTELLI E MARSIGLIESI							
G1	G2	QM	QV	QN			
42	90	50	78	77	[kg/m2]		
categoria		$\psi 0j$	$\psi 1j$	$\psi 2j$	$\gamma G1$	$\gamma G2$	γQi
H coperture		0	0	0	1,3	1,5	1,5
vento		0,6	0,2	0			
neve		0,5	0,2	0			
Comb. 1	carico dominante: QM manutenzione						
$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_M + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_N + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_V$					392,55	kg/m2	
Comb. 2	carico dominante: QN neve						
$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_N + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_M + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_V$					375,3	kg/m2	
Comb. 3	carico dominante: QV vento						
$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_V + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_M + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_N$					364,35	kg/m2	
				carico massimo	**392,6**	kg/m2	

Carico uniformemente ripartito sull'arcareccio

Il carico distribuito sull'elemento disposto ad interasse *i* e soggetto al carico per unità di superficie *Q* é dato da:

$q = Q \cdot i$

essendo l'interasse massimo a cui si disporranno gli arcarecci: **i = 0,83 m** si ottiene:

$q = 392{,}6 \cdot 0{,}83 = 325{,}9$ kg/m

Verifica allo SLU e SLE degli arcarecci (punto 4.2.4.1.2 del D.M. 14/01/2008)

Schema statico

Lo schema statico è quello di trave in semplice appoggio soggetta ad un carico uniforme le cui entità sono: (cfr. elaborato grafico dell'orditura della copertura):

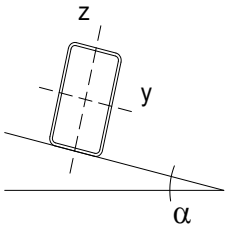
l = 4,64 m

q = 325,9 kg/m

Risoluzione dello schema statico

Il momento massimo per una trave in semplice appoggio è dato dalla nota relazione:

$M_{MAX} = q \cdot l^2/8$



Trattandosi di una copertura con piano di falda inclinato di un angolo α rispetto all'orizzontale il momento flettente va scomposto nelle sue componenti parallele agli assi di simmetria della sezione trasversale dell'arcareccio:

α = 23°

per cui:

$Myd = M_{MAX} \cdot \cos \alpha = 807{,}24$ kgm

$Mzd = M_{MAX} \cdot \text{sen}\, \alpha = 342{,}65$ kgm

Resistenze di calcolo (P. 4.4.6 delle NTC 2008)

Queste vengono determinate usando la relazione 4.4.1 delle NTC 2008:

$$X_d = \frac{k_{\text{mod}} \cdot X_k}{\gamma_M}$$

nella quale con X si è indicato il generico parametro di resistenza.

Pel il legno lamellare incollato si ha:

$k_{mod} = 0.70$ (cfr. tab. 4.4.IV per classe di serv. 1 e carichi di lunga durata)

$\gamma_M = 1.45$ (cfr. tab. 4.4.III)

Il punto 11.7.1.1 delle NTC 2008, riguardante le proprietà dei materiali, consente, per sezioni in legno lamellare sottoposte a flessione che presentano un'altezza o il lato maggiore della sezione trasversale inferiore a 600mm, di incrementare le resistenze del valore k_h così determinato:

$$k_h = \min\left\{\left(\frac{600}{h}\right)^{0.1};1{,}1\right\}$$

essendo nel presente caso h=200mm, sostituendo si ha:

$$k_h = \min\left\{\left(\frac{600}{200}\right)^{0.1};1{,}1\right\} = \min\{1{,}12;1{,}1\} = 1{,}1$$

Le grandezze che qui interessano sono le:

$$f_{m,y,d} = f_{m,z,d} = \frac{k_{\text{mod}} \cdot f_{k,y,d}}{\gamma_M} \cdot k_h$$

per elementi in classe di servizio 1 e carichi di lunga durata la tabella 4.4.IV delle NTC 2008 fornisce il valore:

$k_{mod} = 0{,}70$

mentre l'EC5, si ricorda, fornisce per legno lamellare BS11 il valore:

$f_{k,y,d} = 24\ N/mm^2 = 240\ kg/cm^2$

essendo inoltre **γ_M = 1,45** (cfr. tab. 4.4.III) si ottiene in definitiva:

$$f_{m,y,d} = f_{m,z,d} = \frac{0{,}70 \cdot 240}{1{,}45} \cdot 1{,}1 = 127{,}45 kg/cm^2$$

Verifica a flessione deviata (P. 4.4.8.1.6 delle NTC 08)

Il suddetto punto delle Norme Tecniche prescrive che siano soddisfatte entrambe le disequazioni:

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \le 1 \qquad \text{(a)}$$

$$k_m \cdot \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \le 1 \qquad \text{(b)}$$

dove:

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{M_{y,d}}{W_y} \qquad \text{(c)}$$

$$\sigma_{m,z,d} = \frac{M_{z,d}}{W_z} \qquad \text{(d)}$$

Sono le componenti delle tensioni flettenti indotte dal carico distribuito nelle direzioni y e z sopra dedotte.

Le grandezze inerziali valgono:

$$W_y = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{14 \cdot 20^2}{6} = 933{,}33 cm^3$$

$$W_z = \frac{h \cdot b^2}{6} = \frac{20 \cdot 14^2}{6} = 653{,}33 cm^3$$

sostituendo nelle (c) e (d) si ottiene:

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{80724}{933{,}33} = 86{,}49 kg/cm^2$$

$$\sigma_{m,z,d} = \frac{34265}{653{,}33} = 52{,}45 kg/cm^2$$

sostituendo i valori delle resistenze e delle sollecitazioni nelle (a) e (b) si ottiene:

(a): $\frac{86{,}49}{127{,}45} + 0{,}7 \cdot \frac{52{,}45}{127{,}45} = 0{,}97 < 1$ VERIFICA SODDISFATTA

(b): $0{,}7 \cdot \frac{86{,}49}{127{,}45} + \frac{52{,}45}{127{,}45} = 0{,}89 < 1$ VERIFICA SODDISFATTA

Verifica allo SLE degli arcarecci (punto 4.2.4.2.1 del D.M. 14/01/2008)

La verifica viene condotta nei confronti della freccia massima dell'arcareccio considerato. Si tratta di una deformazione che avviene in campo elastico, quindi si tratta di uno stato limite reversibile. Il valore dell'abbassamento calcolato verrà confrontato con i valori di riferimento elencati nella tabella 4.2.X delle NTC 2008 alla quale si rimanda.

Combinazione delle azioni ai fini delle verifiche agli SLE (P. 4.4.7 delle NTC 2008)

Il citato punto della Norma prescrive di considerare nelle verifiche agli SLE sia la deformazione istantanea sia quella a lungo termine, con la prescrizione che nella valutazione della prima si considererà il modulo elastico medio del legno, mentre nella valutazione a lungo termine si considererà un modulo elastico ridotto di un fattore che tiene conto degli effetti differiti nel tempo.

Per quanto concerne i valori delle frecce ammissibili con i quali confrontare quelli ottenuti dai calcoli che seguono, in assenza di indicazioni quantitative fornite dalle NTC 2008, si sono seguite le indicazioni riportate nell'EC5 e cioè:

freccia istantanea < L/300

freccia a lungo termine < L/200

La combinazione dei carichi che sarà adottata è quella che tiene conto degli effetti a lungo termine che secondo il punto 2.5.3 è la <u>combinazione quasi permanente</u>. Per cui:

TETTO CON ARCARECCI IN LEGNO							
G1	G2	QM	QV	QN			
42	90	50	78	77	[kg/m2]		
categoria		ψ0j	ψ1j	ψ2j	γG1	γG2	γQi
H coperture		0	0	0	1,3	1,5	1,5
vento		0,6	0,2	0			
neve		0,5	0,2	0			
COMBINAZIONE FREQUENTE (SLE reversibili)							
Comb. 1	carico dominante: QM manutenzione						
G1 + G2 + ψ11 QM + ψ22 QN + ψ23 QV					132	kg/m2	
Comb. 2	carico dominante: QN neve						
G1 + G2 + ψ11 QN + ψ22 QM + ψ23 QV					147,4	kg/m2	
Comb. 3	carico dominante: QV vento						
G1 + G2 + ψ11 QV + ψ22 QM + ψ23 QN					147,6	kg/m2	
				carico massimo	**147,6**	kg/m2	
COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE (effetti a lungo termine)							
Comb. unica							
G1 + G2 + ψ21 QM + ψ22 QN + ψ23 QV					**132**	kg/m2	

Scelta dello schema statico

Lo schema statico adottato è uguale a quello impiegato per la verifica allo SLU.

Calcolo della deformazione istantanea

Il modulo elastico è quello medio:

$E_{0,g,med}$ = 11500 N/mm^2 = 115000 kg/cm^2

La formula che permette il calcolo della freccia in mezzeria di una trave in semplice appoggio è la nota:

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_{ES} \cdot l^4}{E_{0,g,med} \cdot I} \qquad \text{(e)}$$

per la nostra sezione 14x20cm sarà:

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{14 \cdot 20^3}{12} = 9333{,}33 cm^3$$

per cui, ricordando che la luce dell'arcareccio è pari a 4,64m:

$$f_0 = \frac{5}{384} \cdot \frac{1{,}476 \cdot 464^4}{115000 \cdot 9333{,}33} = 0{,}63 cm < \text{L/300=464/300=1,55cm} \quad \text{VERIFICA SODDISFATTA}$$

Calcolo della deformazione a lungo termine

Come prescritto dal punto 4.4.7 il calcolo sarà basato su un modulo elastico ridotto:

$$E_{rid} = E \cdot \frac{1}{1 + k_{def}}$$

la tabella 4.4.V delle NTC 2008 fornisce per il legno lamellare in classe di servizio 1 il valore: $k_{def} = 0{,}6$

per cui

$$E_{rid} = 115000 \cdot \frac{1}{1 + 0{,}6} = 71875 kg / cm^2$$

sostituendo il modulo elastico ridotto nella (e) si ottiene:

$$f_{diff} = \frac{5}{384} \cdot \frac{1{,}476 \cdot 464^4}{71875 \cdot 9333{,}33} = 1{,}01 cm < \text{L/200=464/200=2,32cm} \quad \text{VERIFICA SODDISFATTA}$$

Verifica del falso puntone

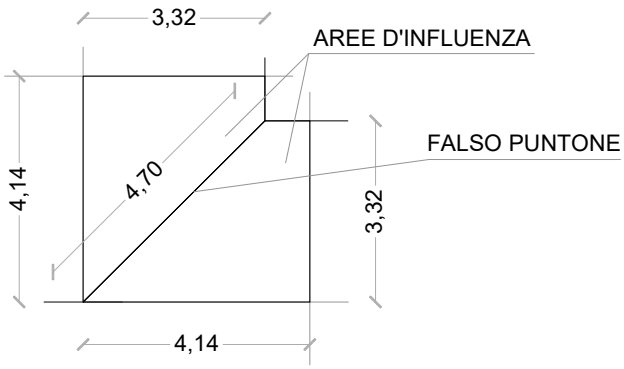
Come deducibile dalla tavola grafica n. 41, riportante gli interventi in copertura, in corrispondenza del compluvio della copertura a tetto del corpo A è prevista la messa in opera di un falso puntone in acciaio (ivi denominato trave tipo 5) sul quale poggiare gli arcarecci in legno lamellare provenienti dalle due direzioni tra loro ortogonali delle coperture interessate. L'elemento è costituto da due profili **UPN160** in acciaio S275 ad ali esterne accoppiati (cfr. particolari nn. 4 e 5 di Tav. 43).

Si procede di seguito alle verifiche agli SLU e SLE dell'elemento.

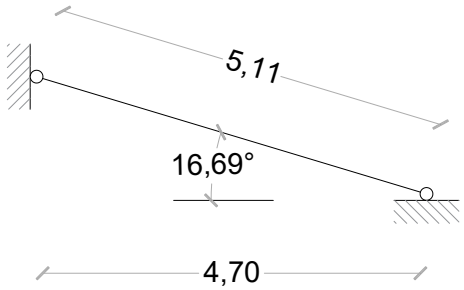
Verifica allo SLU e SLE del falso puntone (punto 4.2.4.1.2 del D.M. 14/01/2008)

Schema statico

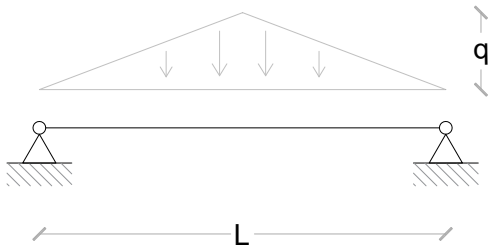
Lo schema statico è quello di trave appoggiata agli estremi soggetta ad un carico derivante dall'area d'influenza che compete all'elemento di copertura; tale area viene schematizzata nella figura che segue:



La geometria dell'elemento è di seguito riportata:



La forma delle aree d'influenza che competono all'elemento danno luogo ad una distribuzione dei carichi schematizzabile come in figura:



il carico con distribuzione triangolare viene valutato a partire dalla combinazione allo SLU in copertura per come determinato al paragrafo precedente (Q_{SLU}=392,6 kg/m^2) e dall'area d'influenza, ottenendo un valore pari a:

q = 2.281,58 kg/m

Risoluzione dello schema statico

Il momento massimo per una trave in semplice appoggio soggetta ad un carico con distribuzione triangolare è dato da:

$M_{MAX} = q \cdot l^2/12 = 2.281,58 \cdot 5,11^2/12 = 4.964,74$ kg·m

il quale ha la sola componente di asse vettore orizzontale essendo i profili costituenti il falso puntone disposti con assi forti verticali.

Il taglio massimo è dato da:

$T_{MAX} = q \cdot l/4 = 2.281,58 \cdot 5,11/4 = 2.914,72$ kg·

Le reazioni vincolari sono date da:

$R_A = R_B = q \cdot l/4 = 2.914,72$ kg·

Verifica a flessione del profilo - SLU (punto 4.2.4.1.2 delle NTC 2008)

La verifica allo SLU dei profili è svolta di seguito mediante foglio elettronico:

Dati geometrici

luce arcareccio	l =	5,11	m		
interasse arc.	i =		m		
carico unitario	Q =	392,6	kg/m^2	(combinazione allo SLU)	
carico unif. distr.	q =	2281,58	kg/m		
inclinazione falda	α =	0	°	0	rad

profilo	n. profili	Jy (cm^4)	Jz (cm^4)	Wey (cm^3)	Wez (cm^3)	Wpy (cm^3)	Wpz (cm^3)	h (mm)	b (mm)	a (mm)	e (mm)	r (mm)	area (cm^2)
UPN 160	2	1850	170,6	232	36,6	276	70,4	320	130	15	21	21	48

		fyk (kg/cm^2)	ftk (kg/cm^2)
acciaio tipo	S275	2.750	4.300

modulo elastico	E =	2.100.000	kg/cm^2
coef. parz. sic.	γ_{M0} =	1,05	

Risoluzione schema statico

momento max	M_{ed} =	q l^2 / 12	4.964,74	kg m
taglio max	V_{ed} =	q l / 4	2.914,72	kg

scomposizione	$M_{y,ed}$ =	4.964,74	kg m
del momento	$M_{z,ed}$ =	0,00	kg m

scomposizione	$T_{y,ed}$ =	2.914,72	kg
del taglio	$T_{z,ed}$ =	0,00	kg

Verifiche del profilo

area res. a taglio Av = $A - 2 \cdot b \cdot e + (a + 2 \cdot r) \cdot e =$ 5,37 cm^2

resist. a taglio $V_{c,Rd}$ = $V_{c,Rd} = A_v \cdot f_{yk} / (\gamma_{M0} \cdot \sqrt{3})$= 16.240,04 kg

rapp. fra tagli $V_{ed}/V_{c,Rd}$= 0,179 < 0,5 : l'influenza del taglio è trascurabile

Calcolo dei momenti resistenti nelle direzioni y e z

$$M_{y,c,Rd} = M_{y,pl,Rd} = \frac{W_{y,pl} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = 722.857 \text{ kg cm}$$

$$M_{z,c,Rd} = M_{z,pl,Rd} = \frac{W_{z,pl} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = 184.381 \text{ kg cm}$$

Deve essere verificata la disequazione: $\left(\frac{M_{y,Ed}}{M_{y,c,Rd}}\right) + \left(\frac{M_{z,Ed}}{M_{z,c,Rd}}\right) \leq 1$

sostituendo i valori trovati si ottiene: 0,687 < 1 verifica soddisfatta

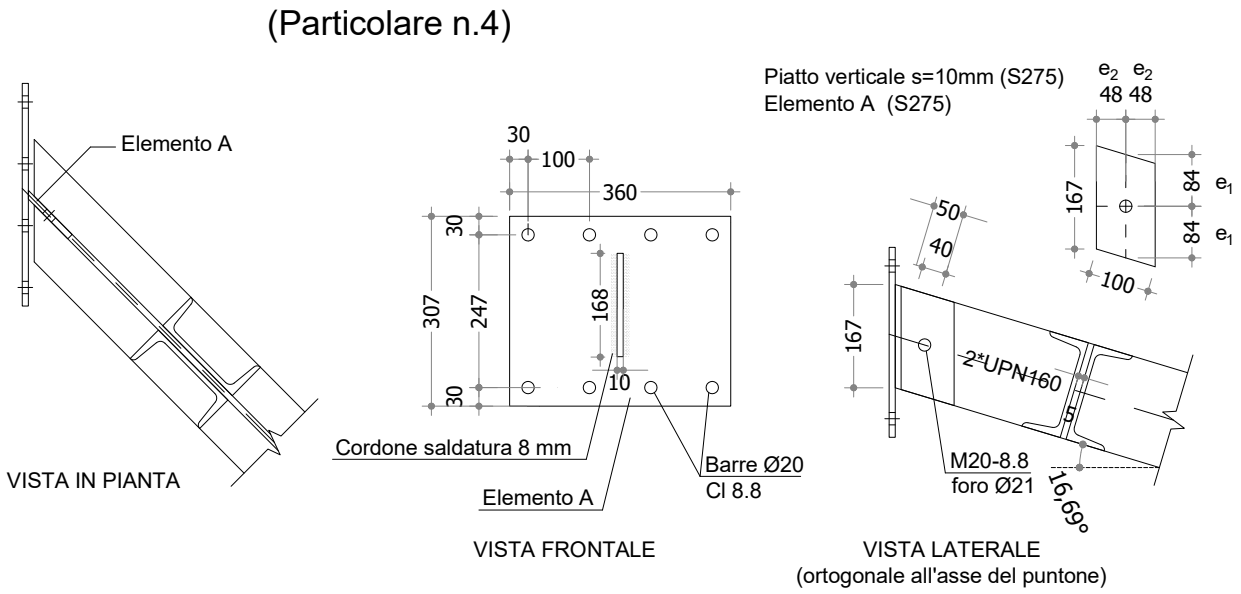
Verifica allo SLE (punto 4.2.4.2.1 del D.M. 14/01/2008)

La verifica viene condotta nei confronti della freccia massima del falso puntone. Valgono qui le stesse considerazioni appena fatte per la verifica allo SLU.

VERIFICA ALLO SLE					
carico unitario	Q =	147,6	kg/m^2	(combinazione allo SLE)	
carico unif. distr.	q_{SLE} =	951,22	kg/m		
scomposizione	qy =	951,22	kg/m		
del carico q_{SLE}	qz =	0,00	kg/m		
frecia in direz. y:	$f_y = \frac{1}{120} \cdot \frac{q_y \cdot l^4}{E \cdot J_y} =$		1,391	cm	
frecia in direz. z:	$f_z = \frac{1}{120} \cdot \frac{q_z \cdot l^4}{E \cdot J_z} =$		0,000	cm	
	$f_{TOT} = f_y \cdot sen\,\alpha + f_z \cdot cos\,\alpha =$		1,391	cm	
freccia verticale ammissibile (l/250) =			2,044	cm	
	$\frac{f_{TOT}}{f_{amm.}} =$		0,681	< 1	verifica soddisfatta

Verifica degli elementi della cerniera del falso puntone

Le verifiche del vincolo cerniera all'estremità superiore del falso puntone vengono svolte con riferimento alle dimensioni riportate nel part. n. 4 della tavola grafica n. 43 e che di seguito si allega per facilità di lettura:



Verifica dei connettori piastra-muratura

La verifica dei connettori viene svolta di seguito determinando la resistenza di calcolo di ciascun elemento che viene poi confrontata con l'azione di progetto che gli compete.

Resistenza di calcolo del connettore

Il singolo connettore è costituito da una barra filettata ϕ20 di classe 8.8 inserita in un foro di diametro maggiore praticato nella muratura in tufo del vano scala. Lo spazio tra barra e pareti del foro sarà riempito con malta anti ritiro.

Il sistema qui sottoposto a verifica è rappresentato dal complesso barra-malta che scarica un carico concentrato sulla predetta muratura in tufo.

Considerando un gioco tra barra e foro di 2mm le dimensioni del sistema di connessione sono:

$\phi_{TOT.} = \phi_{barra} + 2 \cdot 2mm = 20 + 4 = 24$ mm

resistenza a compressione per carico concentrato							
$N_{rdc} = \beta A_c f_d$							
$A_c = b_c \cdot l_c$		$f_d = \frac{f_m}{FC \cdot \gamma_m}$					
	β	1		(assunto a favore di sicurezza)			
Ac	bc	2,8	cm	(base della superficie di contatto)			
	lc	30	cm	(lunghezza della superficie di contatto)			
dati riguardanti la muratura							
LC2							
FC	1,2						
γ_m	3	(condizioni statiche - tab. 4.5.II)					
muratura in tufo:		f_m =	19	kg/cm^2	(per LC2 - tab. C8.A.2.1)		
resistenza di calcolo di contatto muratura-barra							
f_d =	5,278	kg/cm^2					
N_{rdc} =	**443,33**	kg					

Carico di progetto sul singolo connettore

Dalla risoluzione dello schema statico del falso puntone si sono calcolate le reazioni vincolari agli estremi dell'asta ottenendo:

$R_A = R_B = q \cdot l/4 = 2.914,72$ kg·

considerando che il numero dei connettori è pari a 8 si ottiene il carico concentrato sul singolo elemento come:

$$N_{Ed} = \frac{R_A}{8} = \frac{2.914,72}{8} = 364,34\ kg$$

Riscontro disequazione di verifica

Ai fini del soddisfacimento della verifica deve essere:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rdc}} < 1$$

sostituendo i valori sopra determinati si ottiene:

$$\frac{364,34}{443,33} = 0,82 < 1$$ VERIFICA SODDISFATTA

Verifica a taglio del bullone del vincolo cerniera (punto 4.2.8.1.1 delle NTC 2008)

La resistenza a taglio del bullone è data dalla:

$$F_{V,Rd} = 0,6 \cdot f_{tb} \cdot \frac{A_{res.}}{\gamma_{M2}} \qquad (4.2.57)$$

dove:

f_{tb} = 8.00 N/mm^2 = 8.000 kg/cm^2 per barre classe 8.8 (cfr. tabella 11.3.XII.b delle NTC)

γ_{M2} = 1,25 (cfr. tabella 4.2.XII delle NTC)

bullone cerniera: M20 → Ares. = 245 mm^2

sostituendo nella (4.2.57) si ottiene la resistenza a taglio del bullone:

$F_{V,Rd}$ = 9.408 kg

Riscontro disequazione di verifica

La disequazione da verificare è la:

$$\frac{F_{V,Ed}}{F_{V,Rd}} < 1$$

sostituendo i valori sopra determinati si ottiene:

$$\frac{2.914,72}{9.408} = 0,31 < 1$$ VERIFICA SODDISFATTA

Verifica a rifollamento del piatto (punto 4.2.8.1.1 delle NTC 2008)

La resistenza a rifollamento del piatto d'unione è data dalla:

$$F_{b,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot \frac{d \cdot t}{\gamma_{M2}} \qquad (4.2.61)$$

dove:

$k = \min. \{2,8\ e_2/d_0 - 1,7\ ;\ 2,5\}$

$\alpha = \min. \{e_1/3d_0\ ;\ f_{tb}/f_t\ ;\ 1\}$

$f_{tk} = 430\ N/mm^2 = 4.300\ kg/cm^2$ per acciaio S275 (cfr. tabella 11.3.IX delle NTC)

le dimensioni che caratterizzano il problema sono:

$d = 20$ mm (diametro nominale bullone)

$t = 10$ mm (spessore piatto)

$d_0 = 21$ mm (diametro foro)

$e_1 = 84$ mm

$e_2 = 48$ mm

sostituendo si ottiene:

$k = \min. \{4,7\ ;\ 2,5\} = 2,5$

$\alpha = \min. \{1,33\ ;\ 1,86\ ;\ 1\} = 1$

che sostituiti nella (4.2.61) porge:

$F_{b,Rd} = 17.200$ kg

Riscontro disequazione di verifica

La disequazione da verificare è la:

$$\frac{F_{V,Ed}}{F_{b,Rd}} < 1$$

sostituendo i valori sopra determinati si ottiene:

$$\frac{2.914,72}{17.200} = 0,17 < 1$$ VERIFICA SODDISFATTA

Verifica delle saldature tra elemento A e piastra (punto 4.2.8.2.4 delle NTC 2008)

Le sollecitazioni agenti sui cordoni sono:

$Fv = R_A = 2.914,72$ kg

$M = R_A \cdot d = 2.914,72 \cdot 0,048 = 140$ kg m

Lo spessore e la lunghezza dei cordoni di saldatura è:

$s = 8$ mm

$l = 168$ mm

L'ampiezza della sezione di gola viene determinata così come prescritto dal punto 4.2.8.2.3 del D.M. 14/01/2008 e quindi, detto "s" lo spessore del cordone di saldatura la sezione di gola "a" sarà pari a:

$$a = \frac{s}{\sqrt{2}}$$

Si determinano di seguito le tensioni sui cordoni dovute alle sollecitazioni di cui sopra.

Tensioni dovute alla forza di taglio

Si genera una tensione tangenziale parallela all'asse dei cordoni pari a:

$$\tau_{par.} = \frac{F_V}{2 \cdot a \cdot l} = \frac{F_V \cdot \sqrt{2}}{2 \cdot s \cdot l} = \frac{2.914{,}72 \cdot \sqrt{2}}{2 \cdot 0{,}8 \cdot 16{,}8} = 153{,}3 kg / cm^2$$

Tensioni dovute al momento flettente

Il momento flettente genera sui cordoni delle tensioni ortogonali al loro asse pari a:

$$n_{ort.} = \frac{M}{W} = \frac{3 \cdot M}{a \cdot l^2} = \frac{3 \cdot M \cdot \sqrt{2}}{s \cdot l^2} = \frac{3 \cdot 14.000 \cdot \sqrt{2}}{0{,}8 \cdot 16{,}8^2} = 263 kg / cm^2$$

Verifica dei cordoni di saldatura (P. 4.2.8.2.4 delle NTC 2008)

Ai fini della verifica dei cordoni devono essere soddisfatte entrambe le disequazioni:

$$\sqrt{n_{ort.}^2 + t_{ort.}^2 + \tau_{par.}^2} \le \beta_1 \cdot f_{yk} \qquad (4.2.7.8)$$

$$|n_{ort.}| + |t_{ort.}| \le \beta_2 \cdot f_{yk} \qquad (4.2.7.9)$$

nelle quali le grandezze a cui si fa riferimento valgono:

$\beta_1 = 0{,}70$	cfr. tab. 4.2.XIV per acciaio S275
$\beta_2 = 0{,}85$	cfr. tab. 4.2.XIV per acciaio S275
$f_{yk} = 275$ N/mm^2 = 2.750 kg/cm^2	cfr. tab. 11.3.IX

sostituendo nelle due disequazioni si ottiene per la (4.2.7.8):

$$\sqrt{n_{ort.}^2 + \tau_{par.}^2} = \sqrt{263^2 + 153{,}3^2} = 304 < 0{,}7 \cdot 2750 = 1.925 kg / cm^2$$ VERIFICA SODDISFATTA

e per la (4.2.7.9):

$$n_{ort.} = 263 \le 0{,}85 \cdot 2.750 = 2.337{,}5 kg / cm^2$$ VERIFICA SODDISFATTA

Verifica del giunto tecnico tra scala esterna in c.a. ed edificio

La separazione delle strutture in argomento mediante giunto tecnico ha lo scopo di evitare interazioni (martellamento) tra di esse in caso di evento sismico e viene quindi dimensionato tenendo

conto degli spostamenti massimi attesi. Lo spostamento della scala in c.a. in progetto viene ricavato dai tabulati di calcolo della struttura di cui si riporta qui lo stralcio di interesse:

SPOSTAMENTI S.L.U. PER GIUNTI SISMICI											
IDENTIFICATIVO			SPOSTAMENTI S.L.U.				IDENTIFICATIVO			SPOSTAMENTI S.L.U.		
Filo N.ro	Quota (m)	Nodo3D N.ro	SpMax X (mm)	SpMax Y (mm)	SpMax R (mm)		Filo N.ro	Quota (m)	Nodo3D N.ro	SpMax X (mm)	SpMax Y (mm)	SpMax R (mm)
1	4,05	7	3,37	15,92	15,96		4	4,05	8	3,11	15,69	15,70
5	4,05	9	3,10	15,91	15,95		8	4,05	10	3,67	15,63	15,69
9	4,05	11	3,22	15,94	15,98		10	4,05	12	3,14	15,93	15,96
8	1,01	16	0,81	3,87	3,88		11	1,01	17	0,80	3,85	3,86
12	1,01	18	0,77	3,82	3,83		14	1,01	19	0,76	3,80	3,80
8	2,03	20	1,62	7,76	7,78		11	1,89	21	1,50	7,29	7,31
12	1,76	22	1,37	6,76	6,78		15	1,67	23	1,28	6,39	6,40
16	1,67	24	1,24	6,38	6,39		8	3,04	25	2,46	11,69	11,72
11	2,93	26	2,37	11,39	11,42		12	2,82	27	2,27	11,01	11,04
15	2,74	28	2,20	10,72	10,75		16	2,74	29	2,11	10,73	10,75
15	3,82	30	3,03	15,07	15,10		16	3,82	31	2,96	15,06	15,09
10	1,01	32	0,76	3,80	3,81		10	2,03	33	1,53	7,80	7,81
10	3,04	34	2,35	11,90	11,91		11	4,05	35	3,36	15,85	15,90
12	4,05	36	3,27	15,96	16,00		13	4,05	37	3,14	15,99	16,02
3	5,61	38	4,79	23,47	23,50		17	4,05	39	3,26	15,86	15,89
18	4,05	40	3,20	15,96	15,99		19	4,05	41	3,18	15,92	15,94
20	4,05	42	3,25	15,65	15,68		21	4,05	43	3,20	15,93	15,96
22	4,05	44	3,18	15,97	16,00		23	4,05	45	3,18	15,92	15,94
24	4,05	46	3,20	15,68	15,71		25	4,05	47	3,18	15,62	15,65
26	4,05	48	3,17	15,92	15,95		27	4,05	49	3,18	15,98	16,01
28	4,05	50	3,22	15,92	15,95		29	4,05	51	3,30	15,68	15,72
30	4,05	52	3,16	15,63	15,67		31	4,05	53	3,16	15,92	15,95
32	4,05	54	3,17	15,99	16,02		33	4,05	55	3,25	15,94	15,98
34	4,05	56	3,46	15,66	15,70		35	4,05	57	3,29	15,89	15,92
36	4,05	58	3,15	15,85	15,87		1	8,08	59	21,47	57,90	58,47
4	5,61	60	4,87	22,10	22,15		5	8,08	61	10,29	57,94	57,99
8	5,61	62	8,73	22,27	22,52		7	5,61	63	8,89	25,86	26,10
6	8,08	64	10,28	55,67	55,80		4	10,55	65	33,67	64,01	64,46
8	10,55	66	26,01	64,02	64,59		1	10,55	67	33,81	75,76	76,75
5	10,55	68	25,82	75,74	76,06		2	10,55	69	33,65	73,37	74,39
3	10,55	70	33,52	66,32	67,45		7	10,55	71	26,26	66,77	67,13
10	10,55	72	26,21	71,97	72,30		6	10,55	73	26,02	73,61	73,94
1	12,97	74	48,26	91,85	93,39		4	15,39	75	61,21	100,84	102,80
5	12,97	76	44,09	91,85	92,73		8	15,39	77	58,81	100,81	102,35
1	15,39	78	61,16	106,70	108,75		5	15,39	79	58,76	106,71	108,16
3	15,39	80	61,20	102,57	104,72		7	15,39	81	58,80	102,94	104,43
2	15,39	82	61,16	105,54	107,61		1	19,71	83	77,17	134,86	137,38
4	19,71	84	77,17	126,29	128,99		5	19,71	85	75,96	134,86	136,81
8	19,71	86	75,97	126,30	128,37							

i dati significativi sono gli spostamenti in direzione Y; in particolare si riscontra lo spostamento massimo in corrispondenza della quota a m 19,71 e dei fili 1 e 5:

- spostamento massimo scala in c.a.: **13,5 cm** (Sp1)

Si procede adesso alla valutazione dello spostamento massimo dell'edificio in muratura.

Il punto 7.2.2 delle NTC 2008 fornisce la seguente relazione per la valutazione dello spostamento di un edificio non isolato alla base:

$$\frac{h}{100} \cdot \frac{a_g \cdot S}{0{,}5 \cdot g} \qquad \text{(a)}$$

essendo nel presente caso:

ag/g = 0,30 (accelerazione al suolo di riferimento)

S = 1,12 (coefficiente di topografia)

h = 19,31 m (altezza edificio dal piano di fondazione)
sostituendo nella (a) si ottiene:

- spostamento massimo edificio: **13,0 cm** (Sp2)

Sommando li spostamenti sopra calcolati si ottiene: Sp1 + Sp2 = **26,5 cm**

Ampiezza del giunto sismico

Per lasciare un adeguato margine di sicurezza si prevedrà un giunto tecnico avente ampiezza:

- ampiezza giunto tecnico di progetto: **28,0 cm**

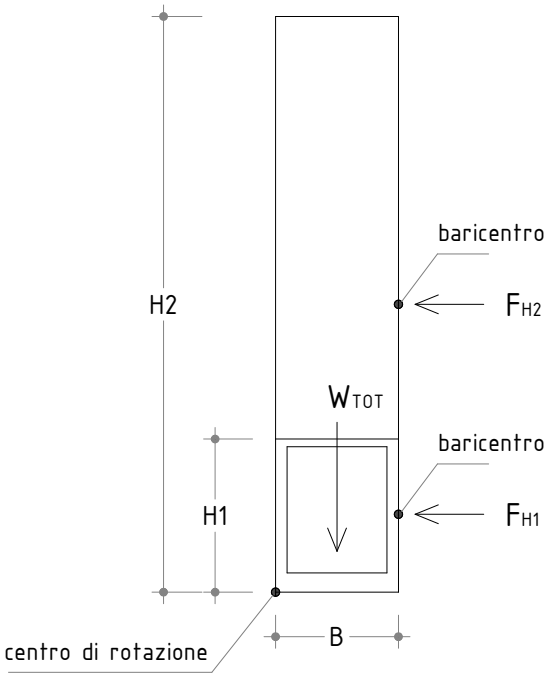
Verifica di stabilità globale (ribaltamento rigido) della scala esterna in c.a.

Si effettua di seguito la verifica al ribaltamento dell'intera struttura della scala in c.a. considerata come corpo rigido semplicemente appoggiato al suolo e soggetto alle azioni verticali statiche (stabilizzanti) ed alle azioni orizzontali sismiche (instabilizzanti). Si verificherà l'equilibrio fra momenti stabilizzanti e momenti instabilizzanti rispetto ad un centro di rotazione.

Il procedimento seguito è così schematizzabile:

- valutazione dell'azione sismica attraverso:
  - individuazione dell'ordinata dello spettro di progetto;
  - calcolo delle masse sismiche;
  - calcolo delle forze sismiche;
- calcolo del momento ribaltante;
- calcolo del momento stabilizzante.

Il calcolo è svolto con riferimento allo schema strutturale rappresentato nella seguente figura:



Valutazione dell'azione sismica

Ordinata dello spettro di progetto

L'azione sismica viene dedotta secondo le indicazioni del punto 7.3.3.2 delle NTC 2008 quindi facendo riferimento ad una analisi sismica statica lineare. Perché questa sia applicabile occorre verificare che il periodo (T_1) della struttura sia:

a) $T_1 < 2 \cdot T_C$

b) $T_1 < T_D$

per il sito sul quale sorge il manufatto si ricavano i seguenti periodi di riferimento (cfr. sezione dati di input dei tabulati di calcolo della scala):

T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
0,19	0,58	2,82

le disequazioni (a) e (b) sono soddisfatte per cui è applicabile un'analisi sismica statica lineare.

La generica forza orizzontale associata ad una massa W è data dalla:

$F_h = S_d(T_1) \cdot W \cdot \lambda/g$

dove:

$S_d(T_1)$ è l'ordinata dello spettro di progetto definita come da punto 3.2.3.5 delle NTC 2008;

W è il peso della massa considerata

λ coefficiente pari a 0,85 per costruzioni con almeno tre orizzontamenti

Come indicato dal citato punto 3.2.3.5 lo spettro di progetto si ottiene sostituendo nell' equazione che fornisce l'ordinata dello spettro elastico (relazioni 3.2.4 del punto 3.2.3.2.1 delle NTC 2008) η con 1/q, dove q è il fattore di struttura; per cui:

$S_d(T_1) = a_g \cdot S \cdot 1/q \cdot F_0$ (c)

deve comunque essere: $S_d(T) > 0{,}2\ a_g$

Per il sito in oggetto le grandezze sismiche assumono i valori (cfr. sezione dati di input dei tabulati di calcolo della scala in c.a.):

a_g/g	S	F_0
0,30	1,12	2,31

q = 2,64 (fattore di struttura)

sostituendo nella (c) si ottiene:

$S_d(T_1) = 0{,}294$

Calcolo delle masse sismiche

Le masse sismiche sono date dai seguenti contributi:

– per gli elementi strutturali portanti: peso proprio degli elementi;

– per gli elementi strutturali portati: peso derivante dalla combinazione sismica dei carichi (formula 5.2.2 del punto 2.5.3 delle NTC 2008)

Il peso delle strutture portanti è calcolato nella seguente tabella:

	L_1 (m)	L_2 (m)	h (m)	γ_{CLS} (kg/m^3)	Wi (kg)	
platea di fondazione	7,51	3,20	0,60	2.500	36.048	
setti paraterra	7,51	0,30	4,05	2.500	22.812	
	0,30	2,60	4,05	2.500	7.898	
	7,51	0,30	4,05	2.500	22.812	
	0,30	2,60	4,05	2.500	7.898	61.418
pilastri	0,30	0,60	19,21	2.500	8.645	
	0,30	0,60	19,21	2.500	8.645	
	0,30	0,60	19,21	2.500	8.645	
	0,30	0,60	19,21	2.500	8.645	34.578
travi	6,31	0,30	0,60	2.500	2.840	
	0,30	2,60	0,60	2.500	1.170	
	6,31	0,30	0,60	2.500	2.840	
	0,30	2,60	0,60	2.500	1.170	8.019

Il peso degli elementi portati è di seguito determinato:

Combinazione sismica delle azioni (5.2.2.) da Punto 2.5.3 delle NTC 2008:

$G_1 + G_2 + \psi_{21} Q_{k1}$

il coefficiente di combinazione è riportato nella:

Tab. 2.5.I delle NTC 2008 (estratto)

	ψ_{0j}	ψ_{1j}	ψ_{2j}
Categoria C ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6

combinazione sismica delle azioni:

	G_1 (kg/m^2)	G_2 (kg/m^2)	Q_{k1} (kg/m^2)	combinazione sismica (kg/m^2)
piastra di calpestio al piano del cortile	375	162	400	777
rampe scala	375	327	400	942

Peso sismico degli elementi strutturali

	$Q_{sism.}$ (kg/m^2)	sup. (m^2)	W_i (kg)
piastra di calpestio al piano del cortile	777	24,03	18.671
rampe scala	942	60,075	56.591

Somma pesi sismici

W_{H1} = Wsetti + Wpiastra 80.090 kg

W_{H2} = Wpilastri + Wtravi + Wrampe 99.188 kg

Calcolo delle forze sismiche

Sono date dalle:

$F_{H1} = S_d(T_1) \cdot W_{H1} \cdot \lambda = 20.014$ kg

$F_{H2} = S_d(T_1) \cdot W_{H2} \cdot \lambda = 24.787$ kg

Calcolo del momento ribaltante

Il momento ribaltante è dato dal prodotto delle azioni sismiche sopra calcolate per il relativo braccio, cioè la distanza che separa il punto di applicazione della stessa (baricentro della struttura) dal centro di rotazione.

Le grandezze che caratterizzano il problema (cfr. schema grafico sopra riportato) sono:

$H_1 = 4{,}65$ m

$H_2 = 20{,}31$ m

da cui i momenti ribaltanti:

$M_{H1} = F_{H1} \cdot H_1/2 = 46.533$ kg m

$M_{H2} = F_{H2} \cdot H_2/2 = 251.712$ kg m

Mrib. = $M_{H1} + M_{H2}$ = **298.245** kg m

Calcolo del momento stabilizzante

Il momento stabilizzante è dato dal prodotto del peso totale della struttura per il relativo braccio, cioè la distanza che separa il punto di applicazione della forza (baricentro della struttura) dal centro di rotazione.

Il peso totale della struttura è dato da:

Wtot = Wplatea+Wsetti+Wpiastra+Wpilastri+Wtravi+Wrampe = 215.325 kg

essendo la base della fondazione:

B = 3,20 m

il momento stabilizzante è dato da:

Mstab. = Wtot · B/2 = **344.520** kg m

Per cui essendo:

Mstab. > Mrib. → VERIFICA SODDISFATTA

RELAZIONE SUI MATERIALI

nuova muratura portante

- Muratura Armata

$f_{m,mur.armata} = 80 \text{ kg/cm}^2$

$f_{ko,mur.armata} = 3 \text{ kg/cm}^2$

$E_{mur.armata} = 80000 \text{ kg/cm}^2$

$G_{mur.armata} = 32000 \text{ kg/cm}^2$

$\gamma_{mur.armata} = 2000 \text{ kg/m}^3$

calcestruzzo e barre d'armatura

Ricordando che gli elementi in calcestruzzo in progetto (cordoli di coronamento) sono degli elementi portati si impiegherà un materiale avente le caratteristiche qui riportate.

Calcestruzzo armato in sito così dosato per ogni metro cubo di impasto:

- 260 kg di cemento tipo 325 -prodotto dotato di certificato di conformità, rilasciato da un organismo europeo notificato, ad una norma armonizzata della serie UNI EN 197, così come prescritto dal punto 11.2.9.1 delle NTC 2008;
- 0,8 m^3 di pietrisco (inerte grosso) di pezzatura ben assortita ottenuto dalla frantumazione di materiale basaltico. Questo deve essere costituito da elementi resistenti, non gelivi, esente da elementi terrosi o friabili e da tracce di salsedine;
- 0,4 m^3 di sabbia (inerte fine) vulcanica ben assortita granulometricamente e composta da grani non eccessivamente piccoli, esente da materie terrose, residui vegetali o organici e da particelle argillose fini;
- 150 l di acqua limpida pura e dolce (il rapporto acqua cemento si mantiene inferiore a 0,65 come prescritto dalle UNI EN 206-1:2006 – qui pari a 0,58)
- armature realizzate con acciaio ad aderenza migliorata B450C controllato avente le caratteristiche di resistenza riportate nel punto 11.3.2.1 delle NTC 2008.

In definitiva il calcestruzzo così confezionato avrà, come prescritto dal punto 11.2 delle NTC 2008, le seguenti caratteristiche:

- classe di resistenza C25/30;
- classe di consistenza S4 (fluida), caratterizzata da valori dello slump test compresi tra 160 e 200 mm;
- diametro massimo dell'aggregato: 20 mm, in conformità con lo spessore del copriferro e interferro;
- classe di esposizione: condizioni ambientali ordinarie (X0), armature poco sensibili.

Per la realizzazione delle vasche di riserva idrica interrare si utilizzerà calcestruzzo avente:

- classe di resistenza C25/30;
- classe di consistenza S4 (fluida), caratterizzata da valori dello slump test compresi tra 160 e 200 mm;
- diametro massimo dell'aggregato: 20 mm, in conformità con lo spessore del copriferro e interferro;
- classe di esposizione: condizioni ambientali ordinarie (XC2), armature poco sensibili.

Per le opere in acciaio

Profili in acciaio S235, S275 e S355 conformi alle norme UNI EN 10025. Questo avrà le caratteristiche riportate nella tabella 11.3.IX (punto 11.3.4.1) delle NTC 2008 e che qui si riassumono:

trattandosi di profili aventi s ≤ 40 mm:

f_{yk} = 235 N/mm^2 ; f_{tk} = 360 N/mm^2 ; E = 210.000 N/mm^2
f_{yk} = 275 N/mm^2 ; f_{tk} = 430 N/mm^2 ; E = 210.000 N/mm^2
f_{yk} = 355 N/mm^2 ; f_{tk} = 510 N/mm^2 ; E = 210.000 N/mm^2

Per le saldature

- saldatura ad arco condotta secondo procedimenti conformi alle UNI EN ISO 4063:2001;
- eseguita con elettrodi rivestiti E44-38 classe 2 o 3 omologati secondo UNI-EN-ISO 2560.

Per i tirafondi

- bulloni di classe 8.8;
- dado secondo UNI-EN-ISO 898-1;
- viti a gambo parzialmente filettato secondo EN-ISO 4014;
- dado secondo EN-ISO 4032.

- **Legno massiccio**

Classe di resistenza C24 UNI EN 338:2004, ovvero:

- Resistenza a flessione fm,k = 24 N/mm^2
- Resistenza a trazione parallela ft,0,k = 14 N/mm^2
- Resistenza a trazione perpendicolare ft,90,k = 0,5 N/mm^2
- Resistenza a compressione parallela fc,0,k = 21 N/mm^2
- Resistenza a compressione perpendicolare fc,90,k = 2.5 N/mm^2
- Resistenza a taglio fv,k = 2.5 N/mm^2

Modulo elastico

- Modulo elastico parallelo medio $E_{0,mean}$ = 11.000 N/mm^2
- Modulo elastico tangenziale medio G_{mean} = 690 N/mm2

Massa volumica

- Massa volumica caratteristica ρκ= 350 kg/m3

- **Legno lamellare incollato**

Classe di resistenza GL24h UNI EN 1194 ovvero:

- Resistenza a flessione fm,k = 24 N/mm^2
- Resistenza a trazione parallela ft,0,k = 16,5 N/mm^2
- Resistenza a trazione perpendicolare ft,90,k = 0,4 N/mm^2
- Resistenza a compressione parallela fc,0,k = 24 N/mm^2

- Resistenza a compressione perpendicolare $f_{c,90,k}$ = 2.7 N/mm^2
- Resistenza a taglio $f_{v,k}$ = 2.7 N/mm^2

Modulo elastico

- Modulo elastico parallelo medio $E_{0,mean}$ = 11500 N/mm^2
- Modulo elastico tangenziale medio G_{mean} = 720 N/mm^2

Massa volumica

- Massa volumica caratteristica ρ_k= 380 kg/m3

Per gli interventi di rafforzamento con FRP

Fibre aventi le seguenti caratteristiche secondo istruzioni CNR-DT 200/2004:

tipo fibra	carbonio
orientamento fibre	monoassiale
grammatura (g/m^2)	300
densità (kg/m^3)	1820
spessore equivalente (mm)	0,1650
aera resistente (mm^2/m)	165
resistenza a trazione (N/mm^2)	3000
carico massimo (kN/m)	495
modulo elastico (N/mm^2)	300000
deformazione caratteristica (%)	1,3
tipo di applicazione	A

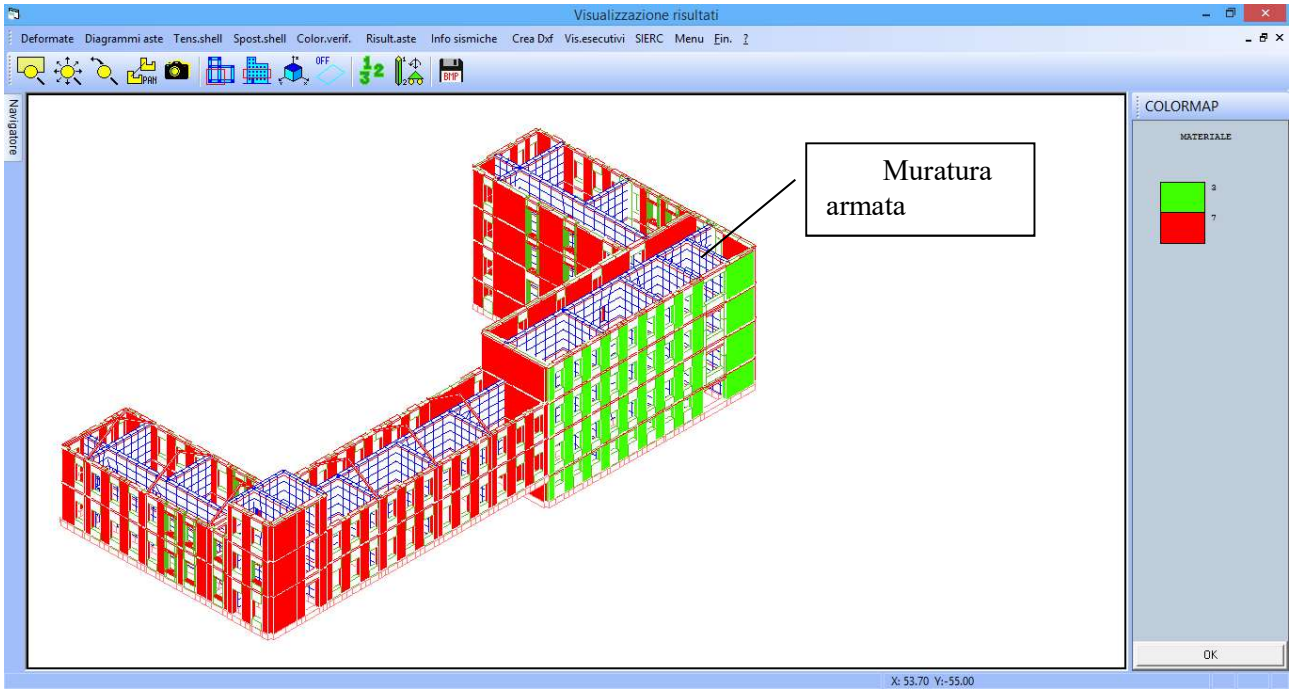
APPENDICE

ANALISI DELLE ELABORAZIONI NELLA CONFIGURAZIONE DI PROGETTO

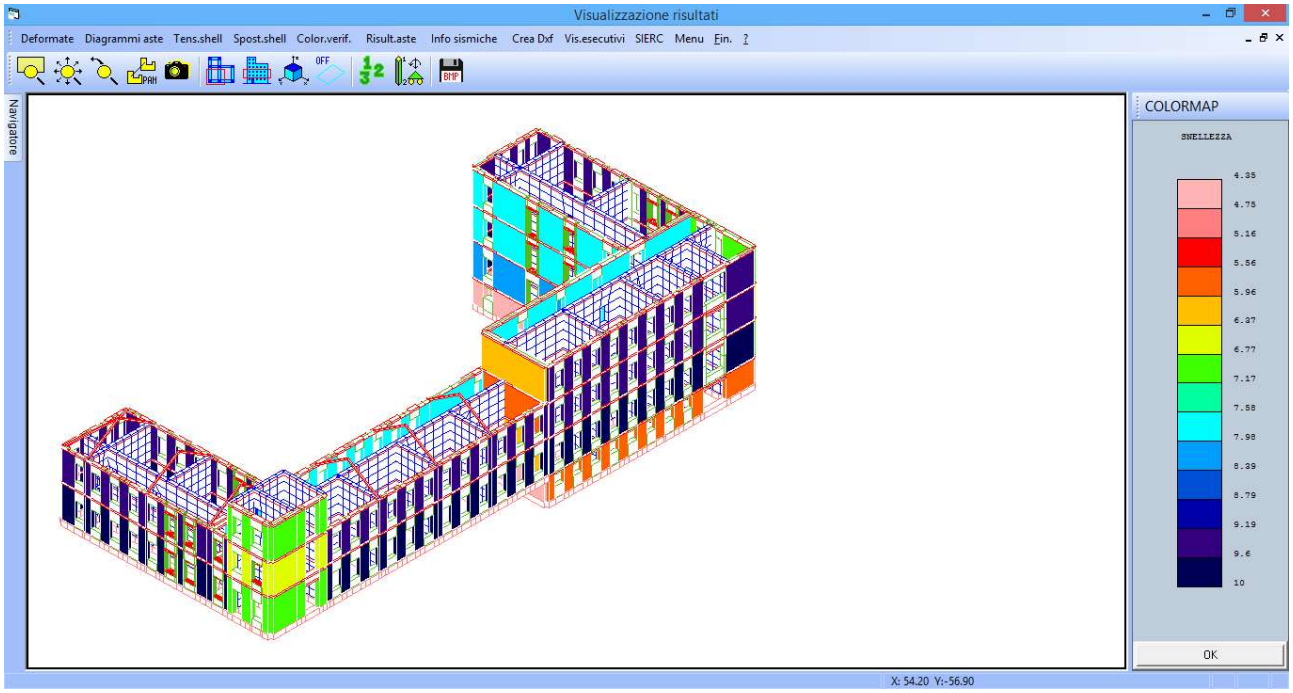
- **PRINCIPALI ANALISI DELLA STRUTTURA (PROGETTO)**

Di seguito i principali risultati della struttura.

Materiali

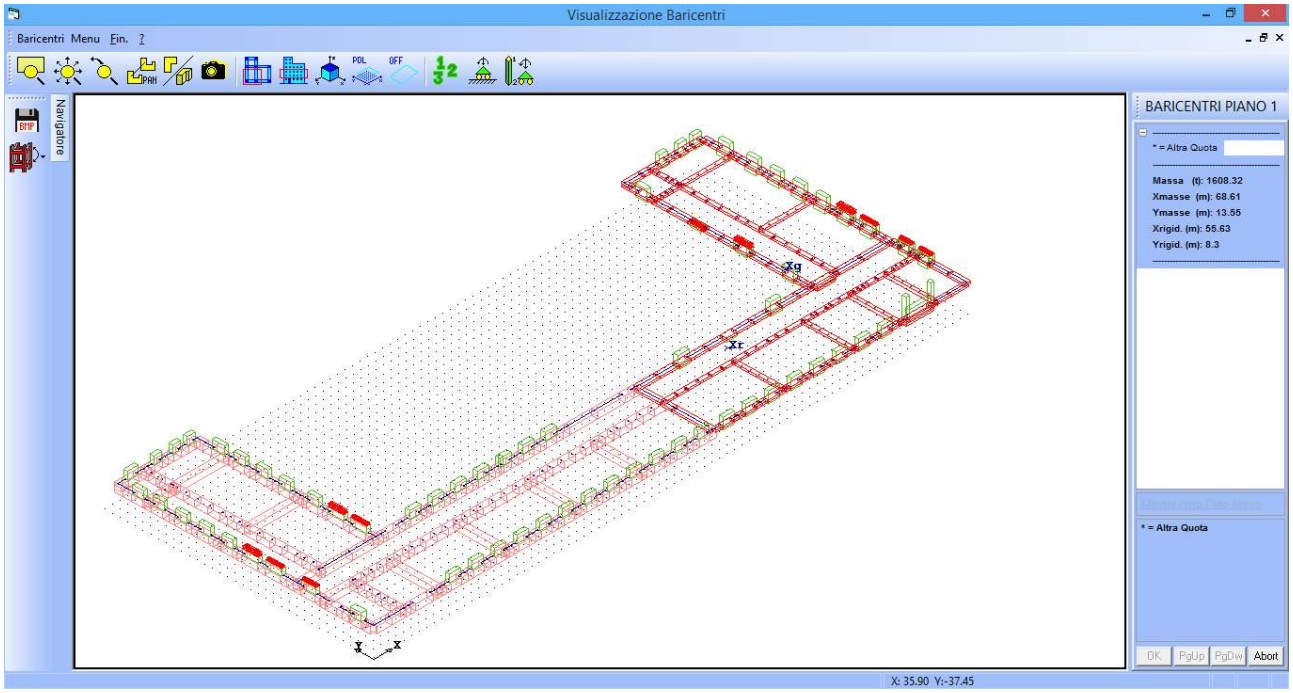


Ai fini dell'instabilità sono state controllate le snellezze delle singole pareti

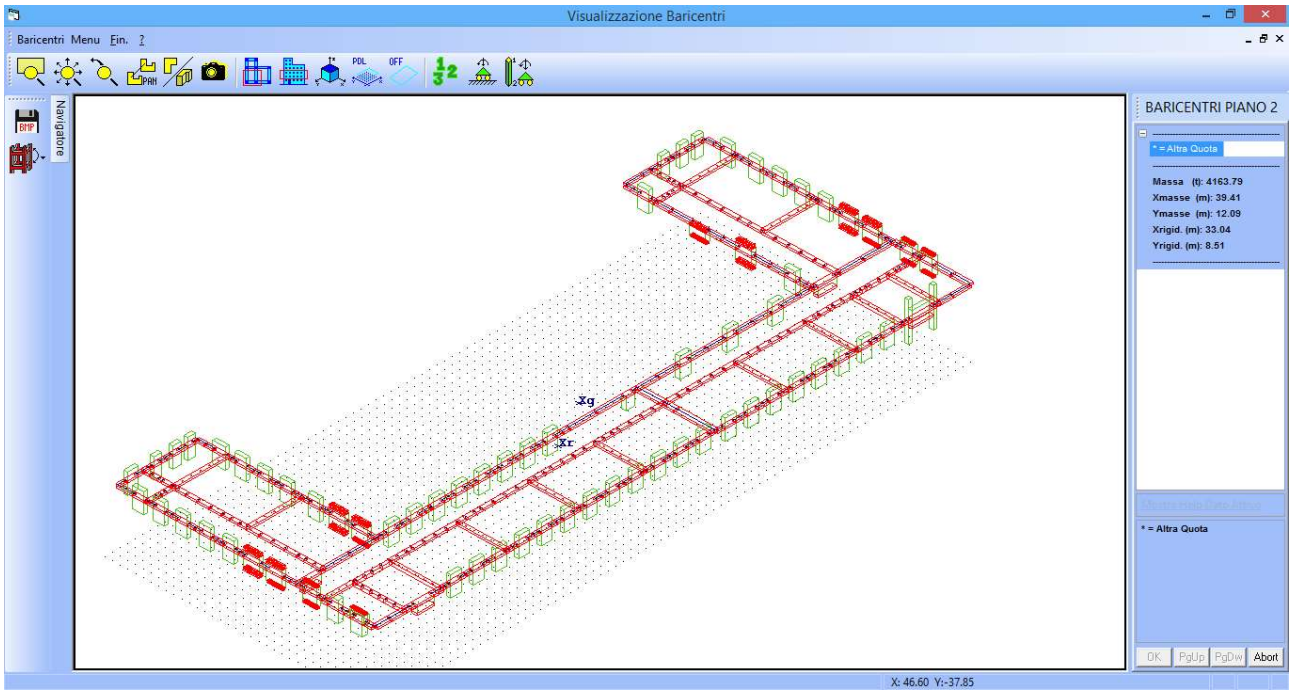


Segue il controllo dei baricentri e modi di vibrazione.

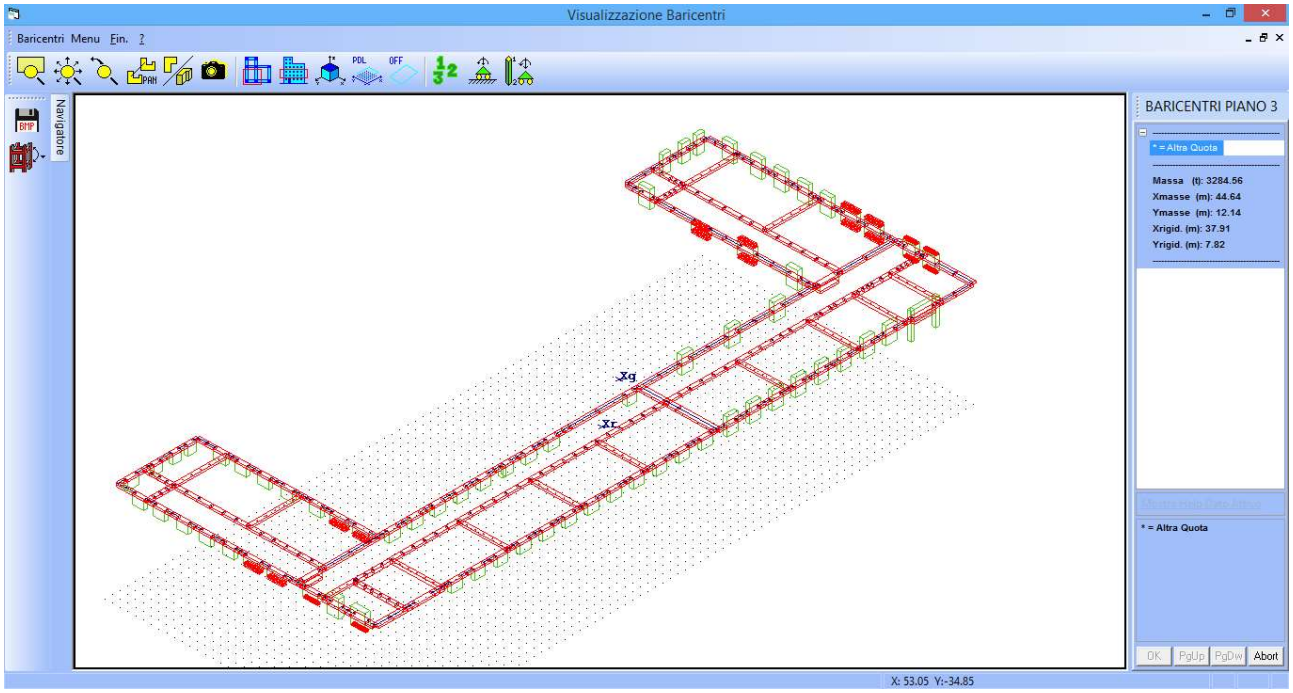
Baricentro quota 1



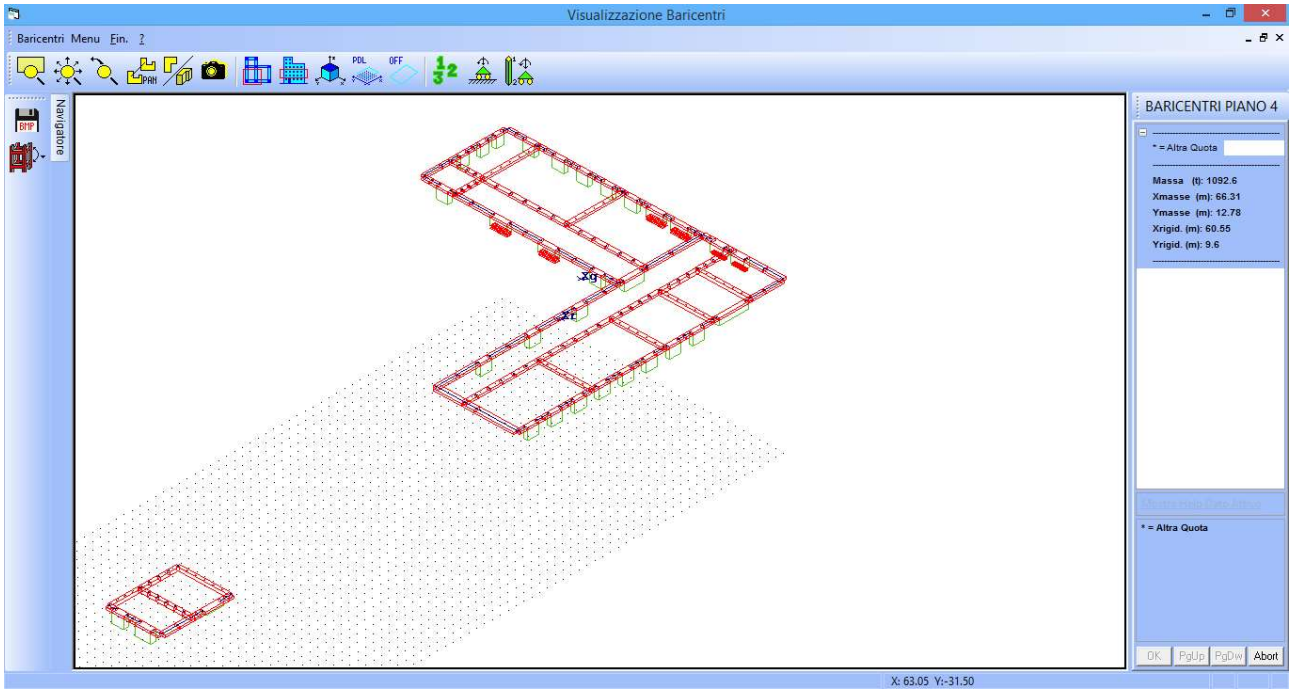
Baricentro quota 2



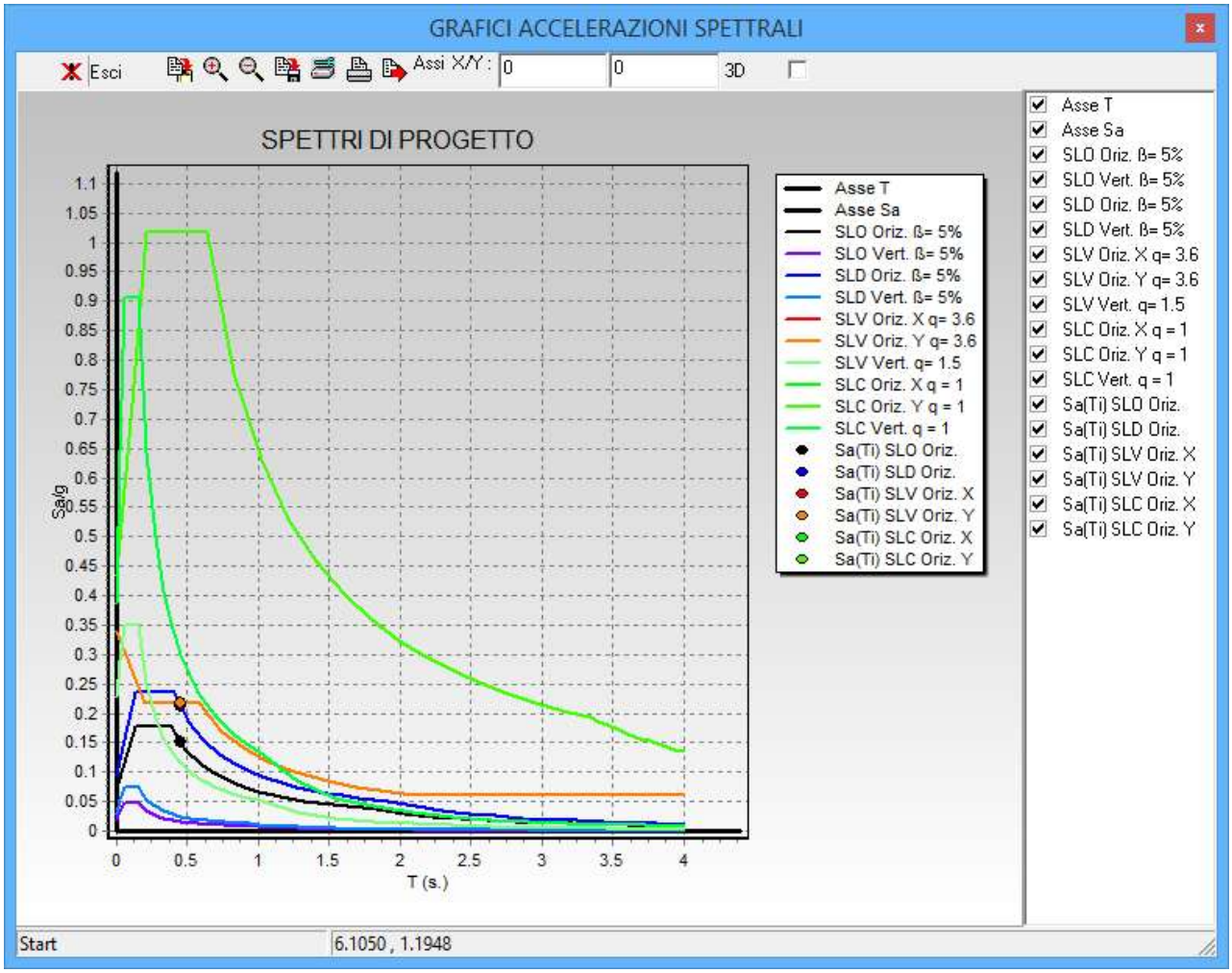
Baricentro quota 3



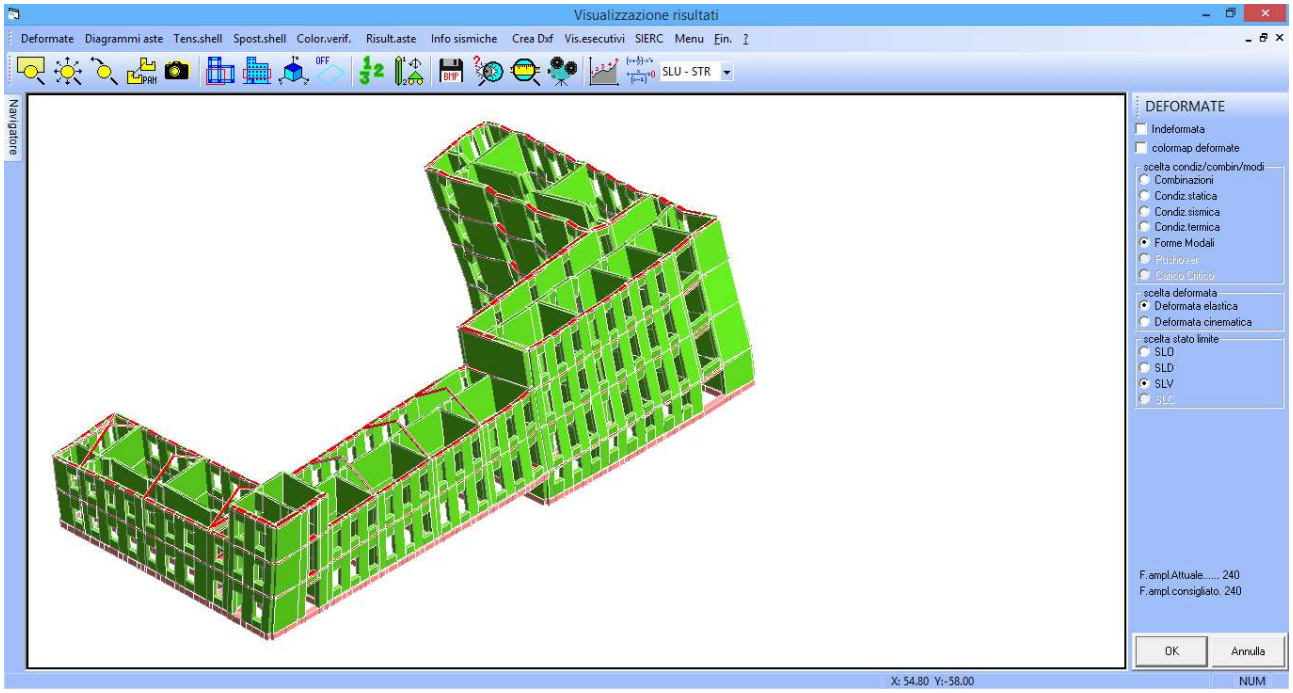
Baricentro quota 4



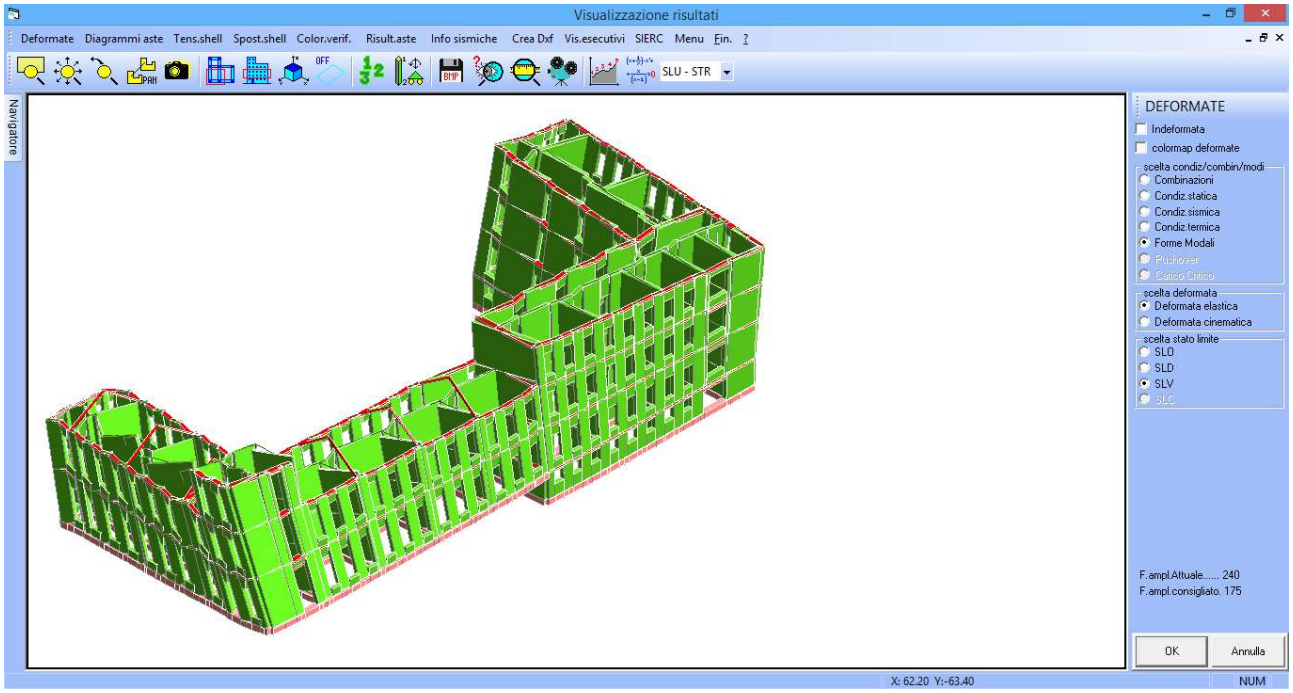
Spettro di risposta



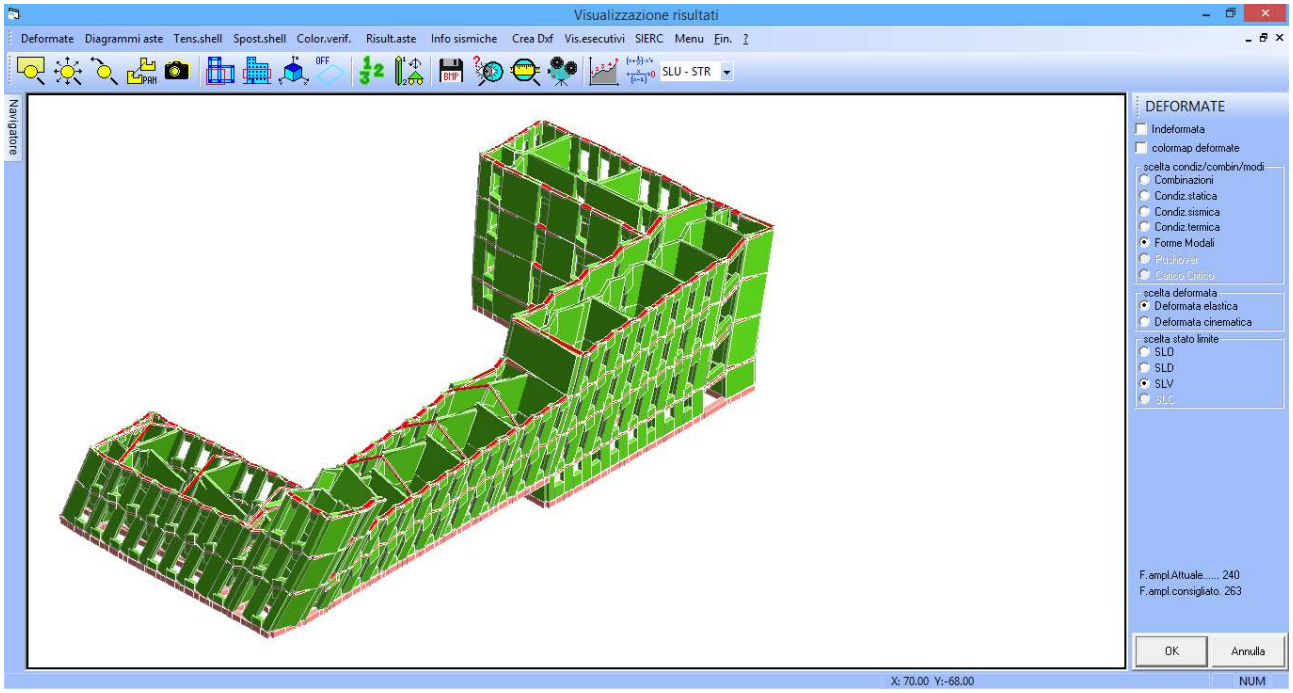
Forma modale 1



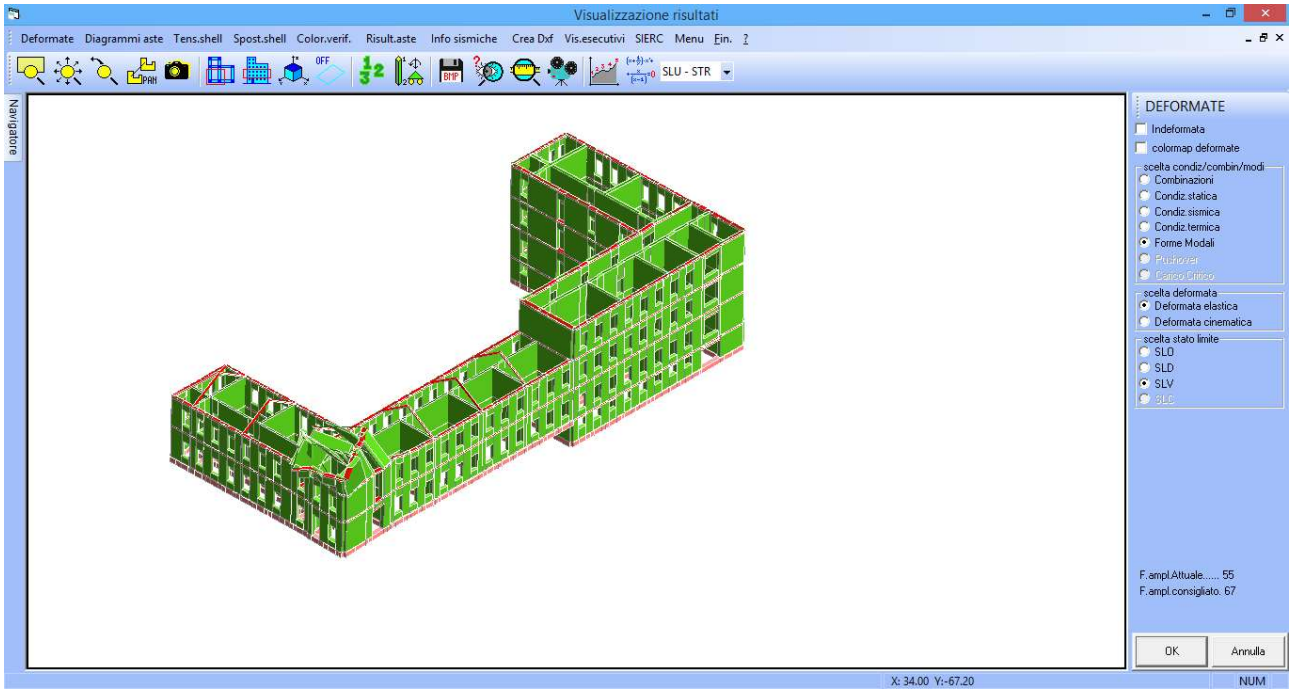
Forma modale 2



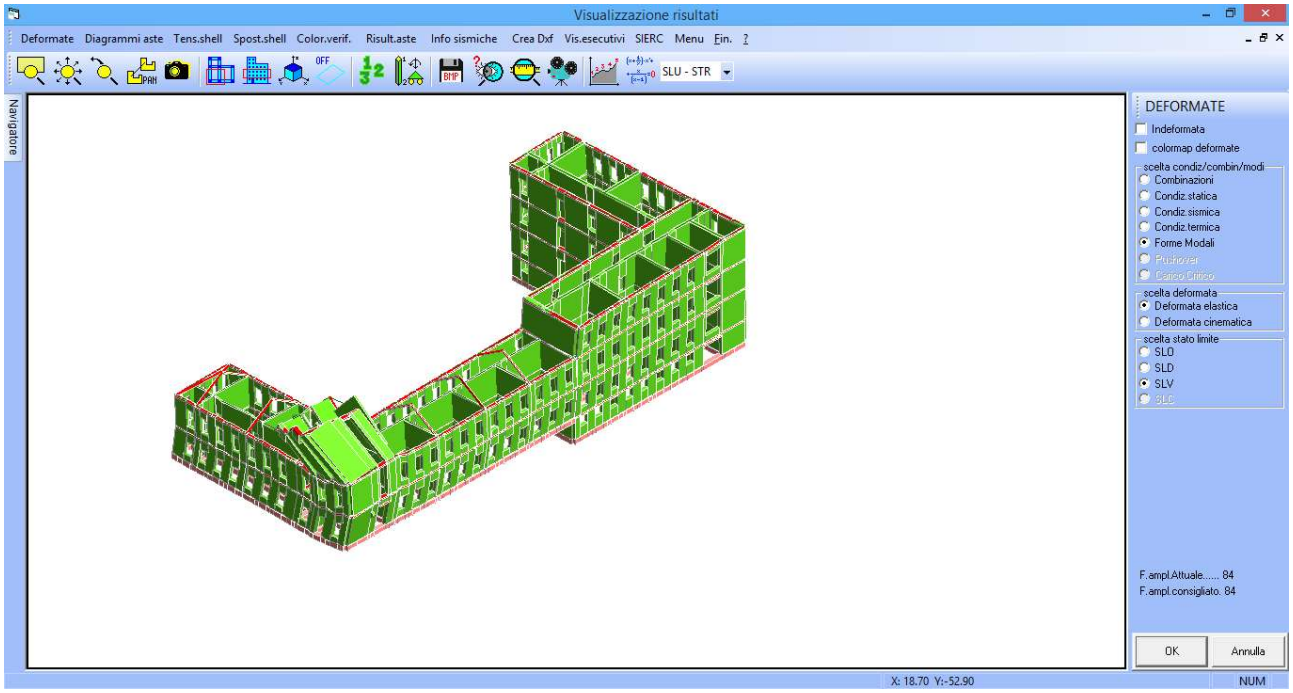
Forma modale 3



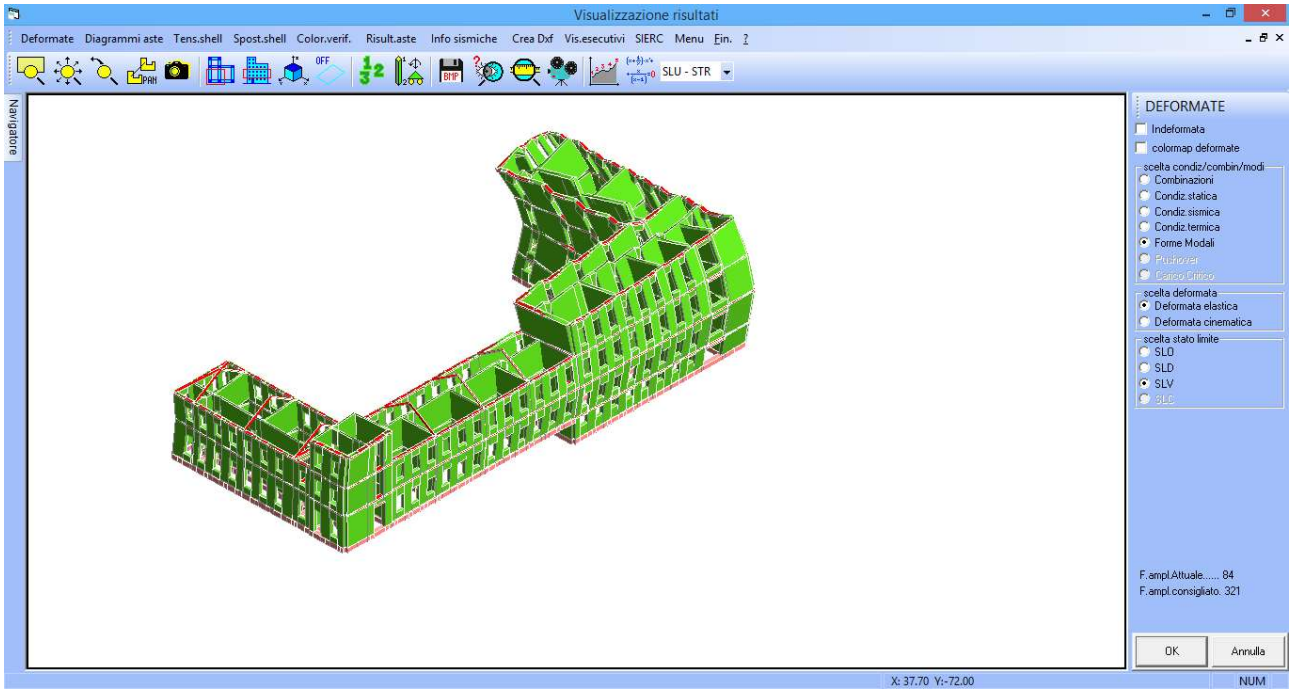
Forma modale 4



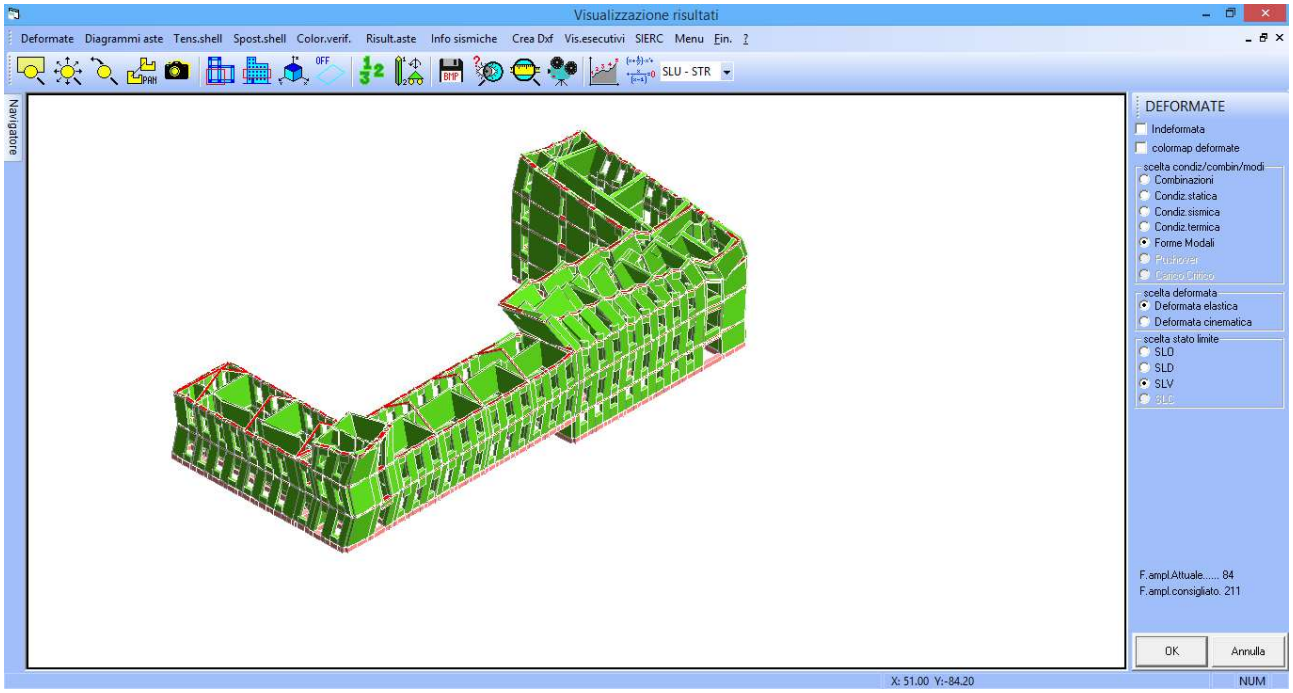
Forma modale 5



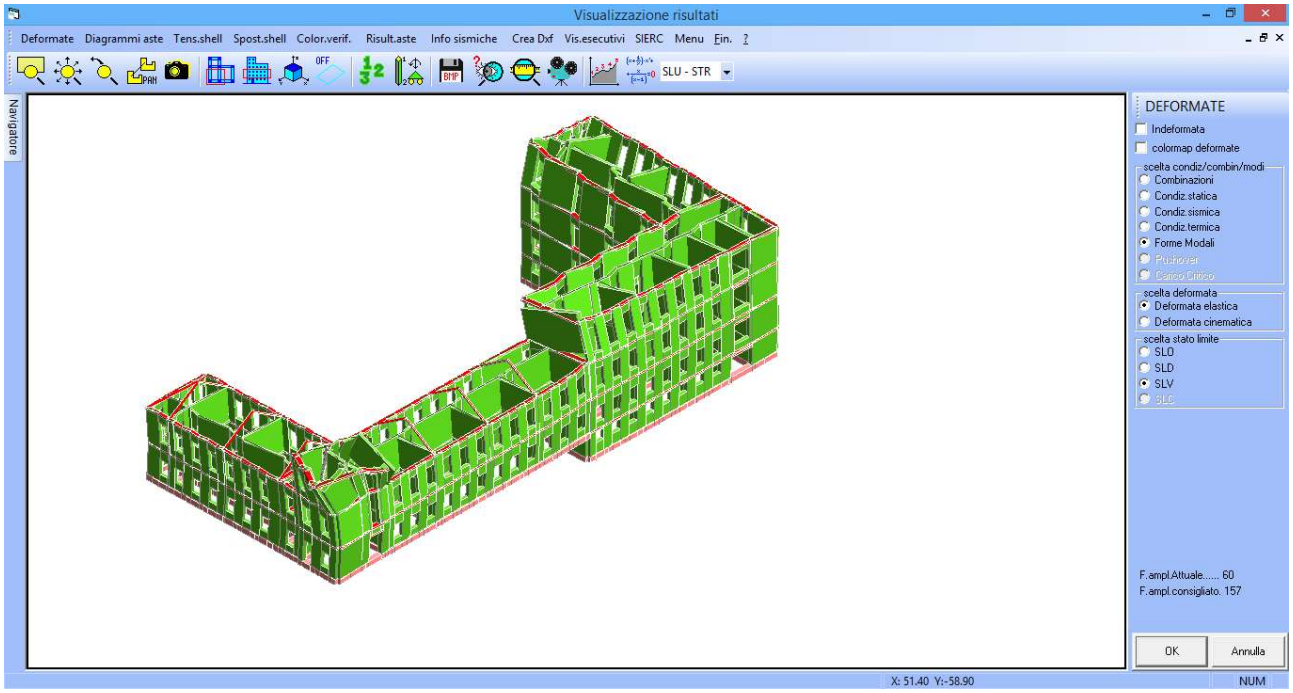
Forma modale 6



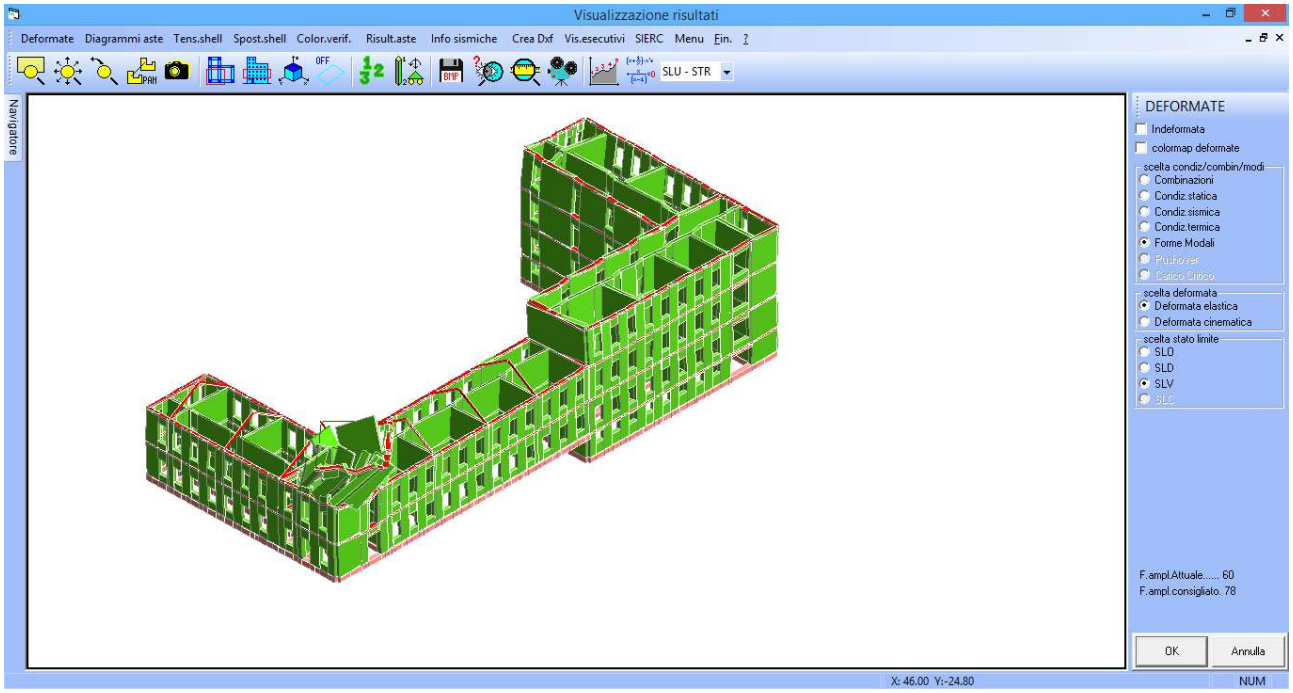
Forma modale 7



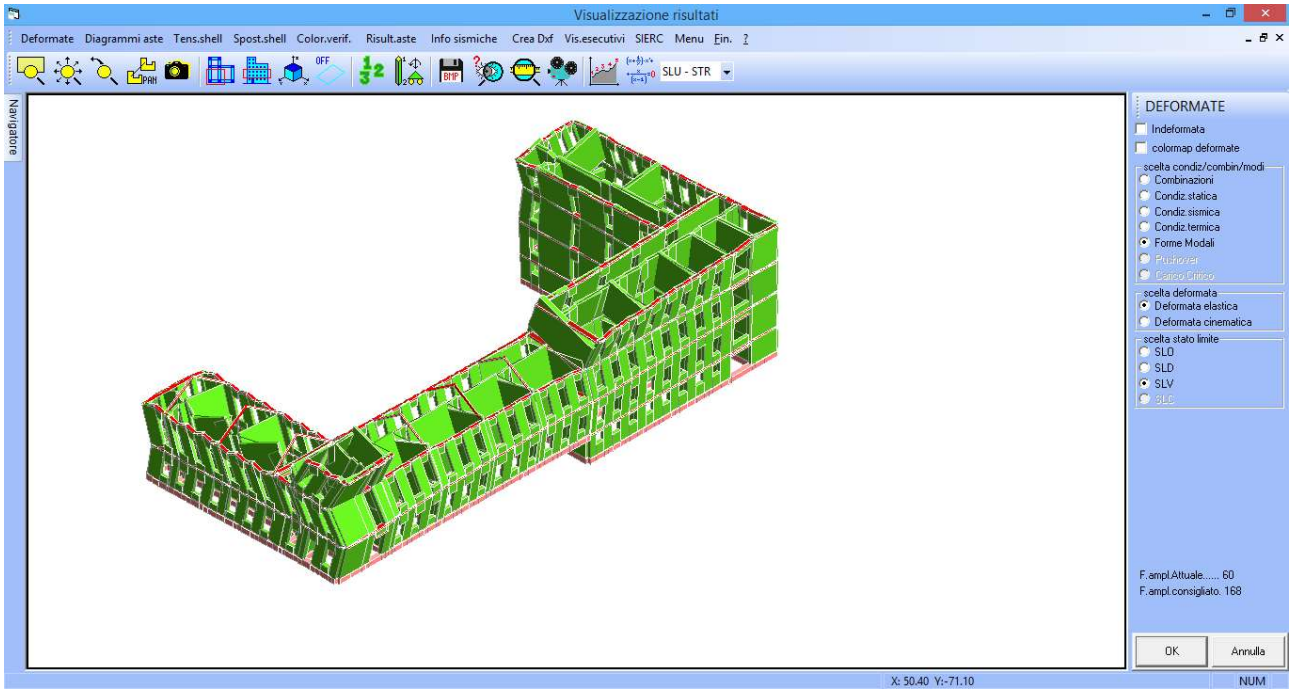
Forma modale 8



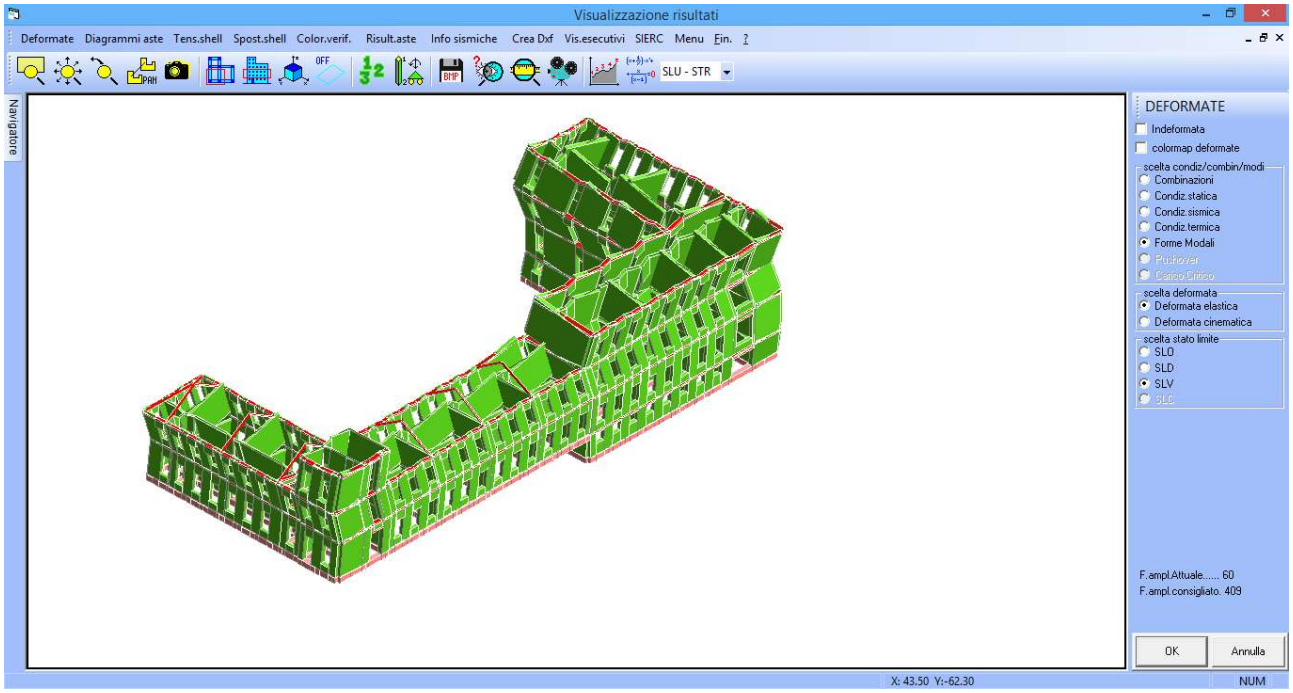
Forma modale 9



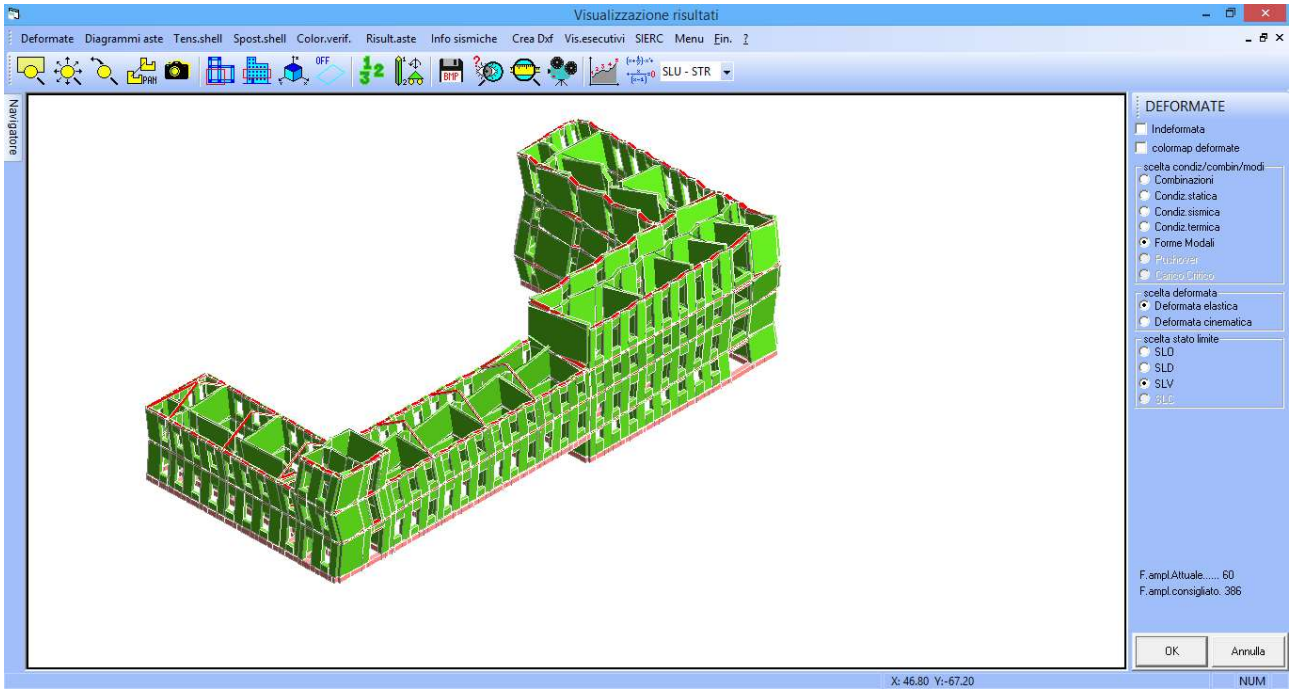
Forma modale 10

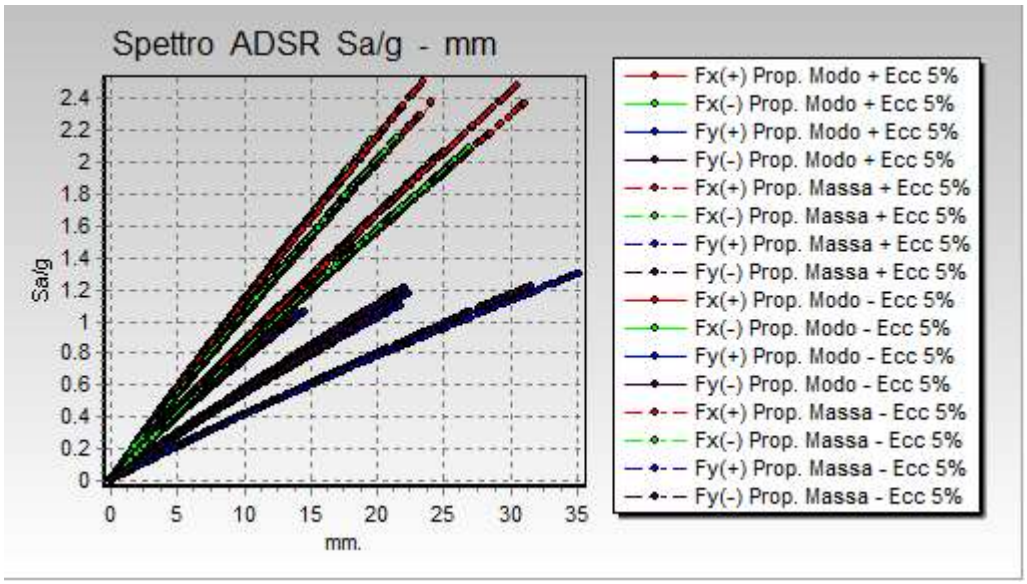


Forma modale 11



Forma modale 12





Numero PushOver	PgaSLO/Pga81%	PgaSLD/Pga63%	PgaSLV/Pga10%	PgaSLC/Pga5%
1	8.561	7.109	1.847	0
2	9.519	7.109	1.847	0
3	4.179	4.831	1.345	0
4	4.832	5.47	1.592	0
5	9.519	7.109	1.847	0
6	9.519	7.109	1.847	0
7	4.111	4.824	1.42	0
8	4.828	5.545	1.652	0
9	9.519	7.109	1.847	0
10	9.519	7.109	1.847	0
11	4.741	5.373	1.531	0
12	4.253	4.833	1.333	0
13	9.519	7.109	1.847	0
14	9.519	7.109	1.847	0
15	4.689	5.653	1.847	0
16	4.189	4.814	1.338	0
Min. PgaSL/Pga%	4.111	4.814	1.333	0

APPENDICE

COORDINATE GEOGRAFICHE, PARAMETRI SISMICI E FATTORI DI STRUTTURA PER I VARI MANUFATTI

Si riportano di seguito le coordinate geografiche nei sistemi di riferimento WGS84 e ED50, i corrispondenti valori dei parametri sismici ed i fattori di struttura per le diverse strutture sottoposte a verifica sismica.

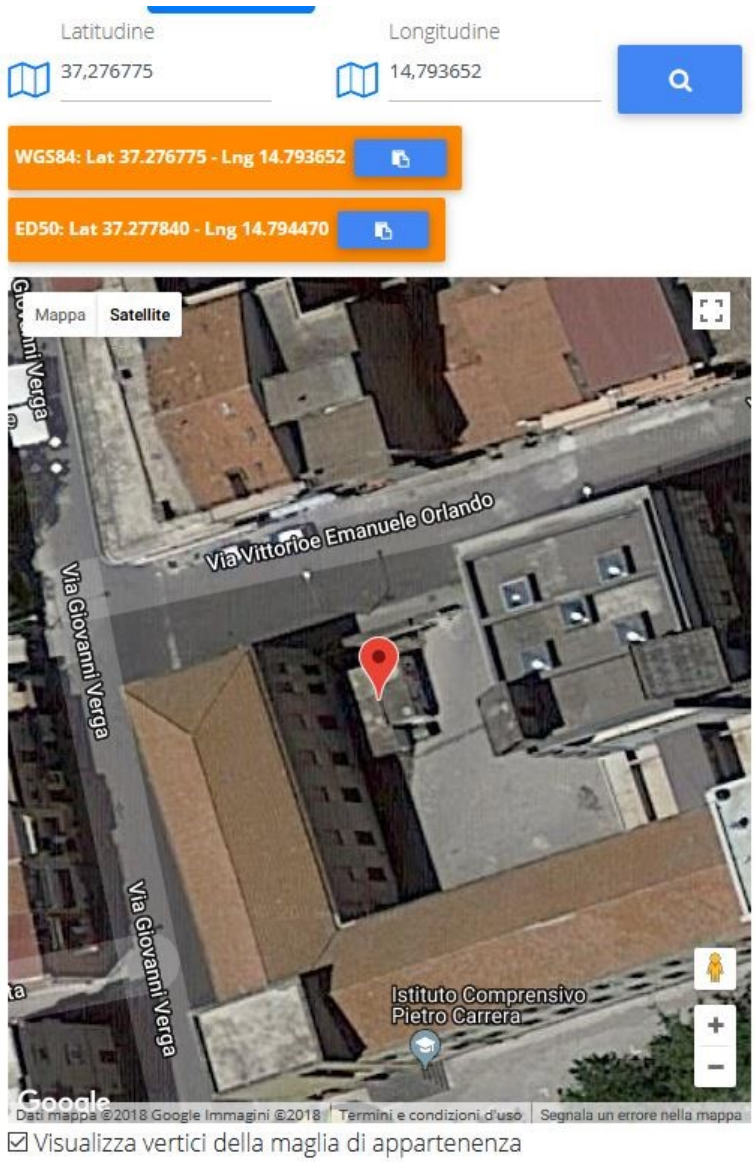
Precisazione sulle coordinate riportate nei tabulati di calcolo

In merito alle coordinate riportate nei diversi tabulati di calcolo nella tabella "dati generali struttura" si precisa che queste sono riferite al sistema ED50. Atteso che i comui software tipo Google Maps o simili operano mediante il sistema di coordinate WGS84 al fine di individuare correttamente in tali ambienti il punto di interesse occorre effettuare apposita conversione.

Vasca interrata in c.a.

Coordinate e parametri sismici

Nell'immagine che segue si indica: tramite segnaposto il punto nel quale si colloca la struttura considerata; le corrispondenti coordinate geografiche nei due sistemi di riferimento WGS84 e ED50; i corrispondenti parametri sismici determinati con interpolazione bilineare (superficie rigata):



Stato Limite	Tr [anni]	a_g [g]	Fo	Tc* [s]
Operatività (SLO)	30	0.046	2.457	0.261
Danno (SLD)	50	0.063	2.503	0.271
Salvaguardia vita (SLV)	475	0.248	2.275	0.423
Prevenzione collasso (SLC)	975	0.357	2.342	0.470
Periodo di riferimento per l'azione sismica:	50			

valori corrispondenti a quelli riportati nei relativi tabulati di calcolo.

Fattore di struttura

Il fattore di struttura, introdotto al paragrafo 7.3.1 delle NTC 2008, è determinato tenendo conto dei seguenti fattori:

sistema costruttivo	C.A.
classe di duttilità	B
struttura regolare in altezza	SI
struttura regolare in pianta	NO

esso è dato dalla:

$q = q_0 \cdot K_R$ (7.3.1)

per strutture regolari in altezza: $K_R = 1,0$

per progettazione in classe di duttilità B si ha:

$q_0 = 3,0 \cdot \alpha u/\alpha 1$ (cfr. tabella 7.4.I)

per strutture non regolari in pianta il punto 7.3.1 prescrive di considerare per il rapporto $\alpha u/\alpha 1$ la media fra 1 e i valori forniti per le varie tipologie costruttive. Essendo per le strutture a pareti accoppiate:

$\alpha u/\alpha 1 = 1,2$ (cfr. punto 7.4.3.2 delle NTC 2008)

si avrà un valore medio pari a 1,1 da cui:

$q_0 = 3,0$

dovendo prevenire il collasso per la rottura delle pareti tale valore va ulteriormente ridotto mediante il fattore kw che nel presenta caso assume il valore:

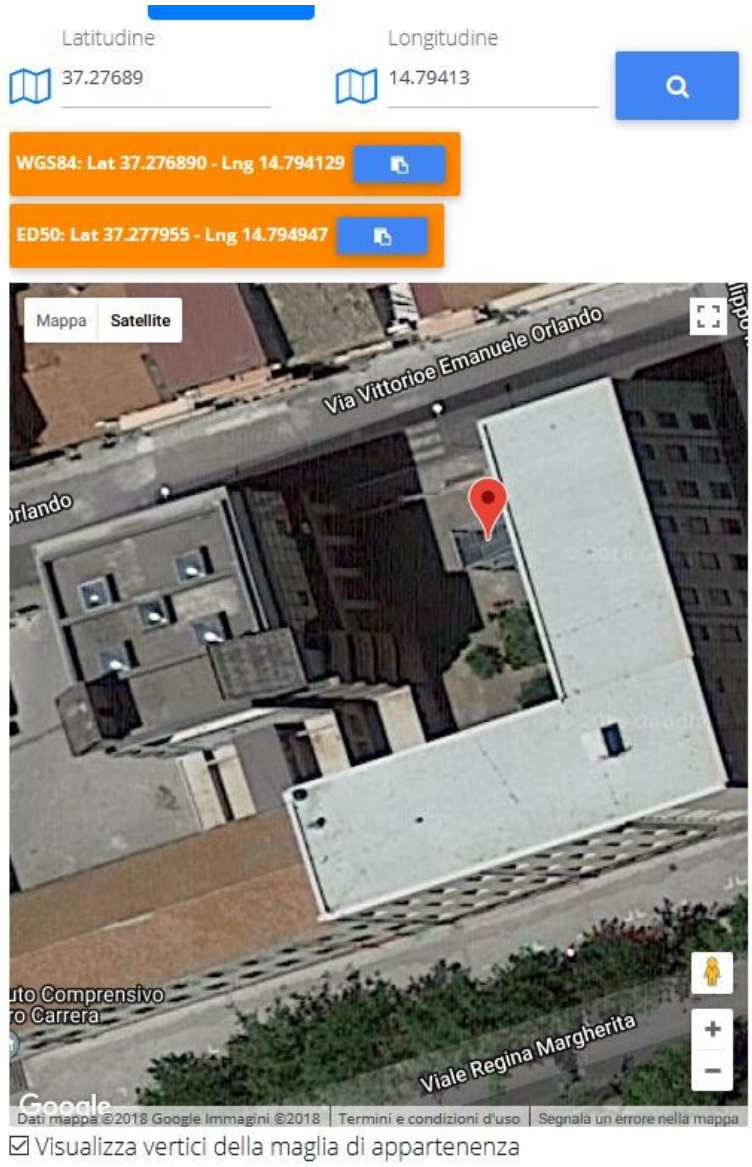
kw = 0,67

per cui:

q = 2,0 (fattore di struttura)

Scala esterna in c.a.

Nell'immagine che segue si indica: tramite segnaposto il punto nel quale si colloca la struttura considerata; le corrispondenti coordinate geografiche nei due sistemi di riferimento WGS84 e ED50; i corrispondenti parametri sismici determinati con interpolazione bilineare (superficie rigata):



Stato Limite	Tr [anni]	a_g [g]	Fo	Tc* [s]
Operatività (SLO)	45	0.059	2.494	0.269
Danno (SLD)	75	0.080	2.494	0.287
Salvaguardia vita (SLV)	712	0.305	2.312	0.449
Prevenzione collasso (SLC)	1462	0.435	2.339	0.503
Periodo di riferimento per l'azione sismica:	75			

valori corrispondenti a quelli riportati nei relativi tabulati di calcolo.

Fattore di struttura

Il fattore di struttura, introdotto al paragrafo 7.3.1 delle NTC 2008, è determinato tenendo conto dei seguenti fattori:

sistema costruttivo	C.A.
classe di duttilità	B
struttura regolare in altezza	NO
struttura regolare in pianta	NO

esso è dato dalla:

$q = q_0 \cdot K_R$ (7.3.1)

per strutture non regolari in altezza: $K_R = 0,8$

per progettazione in classe di duttilità B si ha:

$q_0 = 3,0 \cdot \alpha u/\alpha 1$ (cfr. tabella 7.4.I)

per strutture non regolari in pianta il punto 7.3.1 prescrive di considerare per il rapporto $\alpha u/\alpha 1$ la media fra 1 e i valori forniti per le varie tipologie costruttive. Essendo per le strutture a telaio con più piani e una sola campata:

$\alpha u/\alpha 1 = 1,2$ (cfr. punto 7.4.3.2 delle NTC 2008)

si avrà un valore medio pari a 1,1 da cui:

$q_0 = 3,3$

dovendo prevenire il collasso per la rottura delle pareti tale valore va ulteriormente ridotto mediante il fattore kw che nel presenta caso assume il valore:

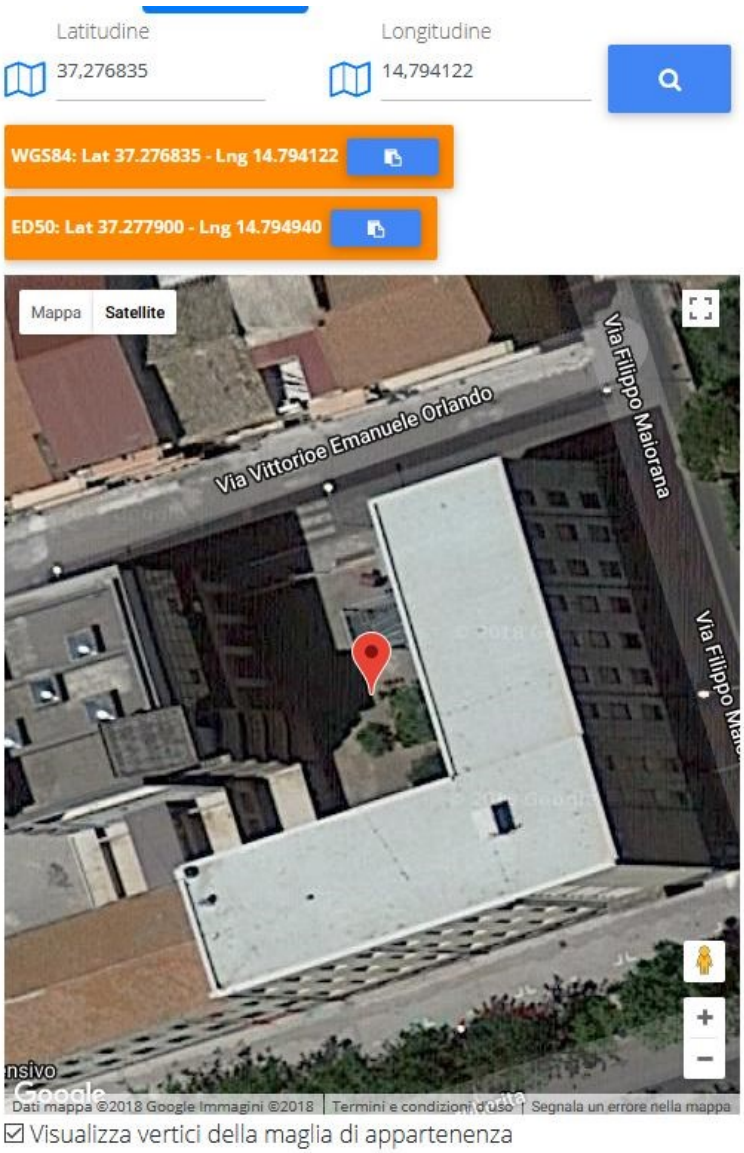
kw = 1,00

per cui:

q = 2,64 (fattore di struttura)

Struttura in acciaio dell'ascensore esterno

Nell'immagine che segue si indica: tramite segnaposto il punto nel quale si colloca la struttura considerata; le corrispondenti coordinate geografiche nei due sistemi di riferimento WGS84 e ED50; i corrispondenti parametri sismici determinati con interpolazione bilineare (superficie rigata):



Stato Limite	Tr [anni]	a_g [g]	Fo	Tc* [s]
Operatività (SLO)	45	0.059	2.493	0.269
Danno (SLD)	75	0.080	2.494	0.287
Salvaguardia vita (SLV)	712	0.305	2.312	0.449
Prevenzione collasso (SLC)	1462	0.435	2.339	0.503
Periodo di riferimento per l'azione sismica:	75			

valori corrispondenti a quelli riportati nei relativi tabulati di calcolo.

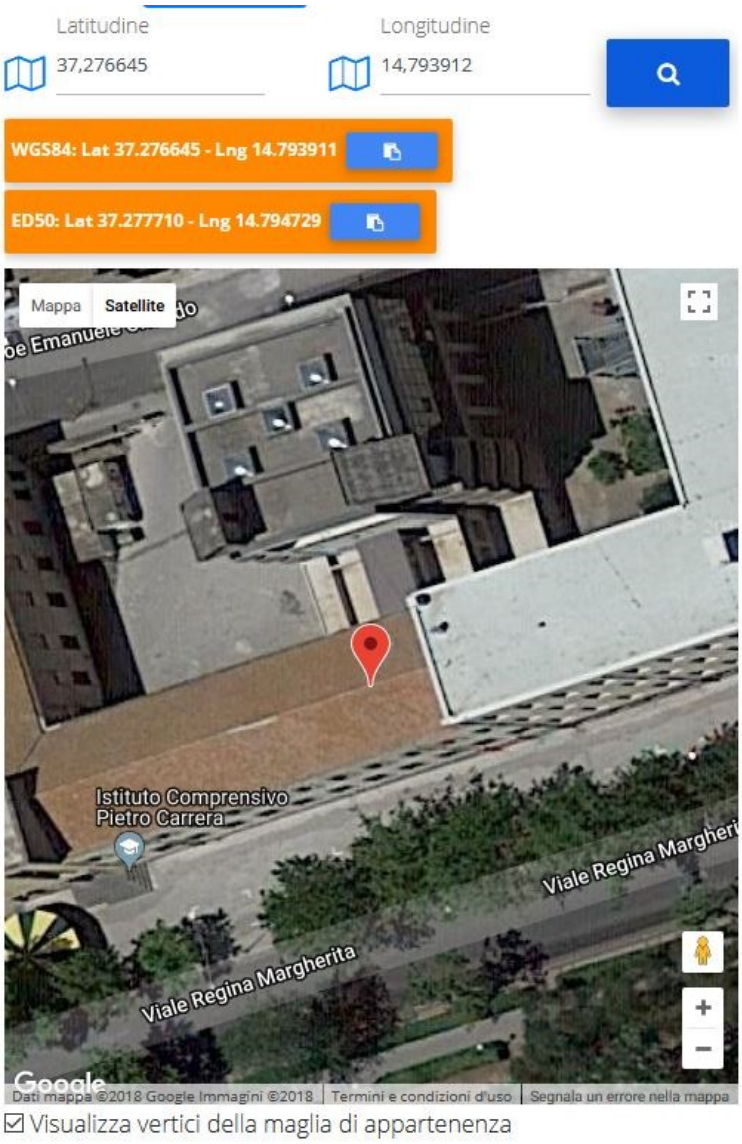
Fattore di struttura

In fase di calcolo si è assunto per la struttura un comportamento non dissipativo per cui il fattore di struttura è:

q = 1

Struttura in muratura dell'edificio scolastico

Nell'immagine che segue si indica: tramite segnaposto il punto nel quale si colloca la struttura considerata; le corrispondenti coordinate geografiche nei due sistemi di riferimento WGS84 e ED50; i corrispondenti parametri sismici determinati con interpolazione bilineare (superficie rigata):



Stato Limite	Tr [anni]	a_g [g]	Fo	Tc* [s]
Operatività (SLO)	45	0.059	2.493	0.269
Danno (SLD)	75	0.080	2.494	0.287
Salvaguardia vita (SLV)	712	0.305	2.312	0.449
Prevenzione collasso (SLC)	1462	0.435	2.339	0.503
Periodo di riferimento per l'azione sismica:	75			

valori corrispondenti a quelli riportati nei relativi tabulati di calcolo.

Fattore di struttura

Il fattore di struttura, introdotto al paragrafo 7.3.1 delle NTC 2008, è determinato tenendo conto dei seguenti fattori:

sistema costruttivo	MURATURA
classe di duttilità	B
struttura regolare in altezza	NO
struttura regolare in pianta	NO

esso è dato dalla:

$q = q_0 \cdot K_R$ (7.8.1.3)

per strutture non regolari in altezza: $K_R = 0,8$ (cfr. par. 7.3.1)

per progettazione in classe di duttilità B e muratura ordinaria si ha:

$q_0 = 2,0 \cdot \alpha u/\alpha 1$ (cfr. tabella 7.8.I)

per strutture non regolari in pianta il punto 7.3.1 prescrive di considerare per il rapporto $\alpha u/\alpha 1$ la media fra 1 e i valori forniti per le varie tipologie costruttive. Essendo per le strutture in muratura ordinaria con due o più piani:

$\alpha u/\alpha 1 = 1,8$ (cfr. punto 7.8.1.3 delle NTC 2008)

si avrà un valore medio pari a 1,4 da cui:

$q_0 = 2,8$

per cui:

$q = 2,1$ (fattore di struttura)