

POLITECNICO DI TORINO  
Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile



Tesi di Laurea Magistrale  
Verifiche Sismiche di Opere Accessorie di Dighe e  
Traverse:  
le paratoie

Relatore

Prof. Fabrizio BARPI

Relatore esterno

Ing. Ivano LEANDRI

Candidato

Andrea CALANDRI

mat. 233020



## ***Ringraziamenti***

*Desidero esprimere in queste poche righe i miei più sentiti ringraziamenti nei confronti delle persone che mi hanno supportato e hanno contribuito al raggiungimento di questo importante traguardo della mia vita.*

*Ringrazio il mio relatore, il Prof. Fabrizio Barpi, per i suoi preziosi consigli e la disponibilità offerta durante questo periodo.*

*Ringrazio l'Ing. Ivano Leandri che, in collaborazione con la ditta Bianco SRL, insieme a importanti suggerimenti progettuali e applicativi, ha fornito materiale fondamentale per lo sviluppo del caso studio.*

*Ringrazio il Prof. Sandro Moos per avermi avviato all'utilizzo del software di calcolo.*

*Ringrazio l'azienda IREN SPA, nella persona dell'ingegner Nicola Brizzo, per aver favorito i contatti con le ditte produttrici di paratoie.*

*Dedico questa tesi alla mia famiglia e alla mia fidanzata Sofia, che mi sono sempre stati accanto durante questo percorso.*

## Sommario

<b>INTRODUZIONE .....</b>	<b>14</b>
<b>CAPITOLO 1 - LE PARATOIE, GENERALITÀ .....</b>	<b>15</b>
1.1 MATERIALI IMPIEGATI .....	17
1.2 LE PARATOIE PIANE .....	17
1.2.1 <i>Criteri di dimensionamento delle paratoie</i> .....	19
1.2.1.1 Mantello.....	19
1.2.1.2 Larghezza efficace del mantello .....	20
1.2.1.3 Numero di travi orizzontali.....	21
1.2.1.4 Flessione semplice delle travi.....	22
1.3 LE PARATOIE A SETTORE .....	23
1.4 LE PARATOIE A VENTOLA .....	24
1.5 GLI ORGANI DI MANOVRA .....	25
1.5.1 <i>Sistemi di tipo oleodinamico</i> .....	26
1.6 LE GUARNIZIONI .....	27
1.7 RUOTE E ROTAIE, TEORIA DEL CONTATTO HERTZIANO .....	28
1.8 FABBRICAZIONE E CARPENTERIA METALLICA .....	29
1.9 TRASPORTO E POSA IN OPERA.....	29
<b>CAPITOLO 2 - RIFERIMENTI NORMATIVI .....</b>	<b>30</b>
2.1 D.M. 26/06/2014: <i>NORME TECNICHE PER LA PROGETTAZIONE E LA COSTRUZIONE DEGLI SBARRAMENTI DI RITENUTA</i> .....	30
2.2 DIN 19704: <i>STAHLWASSERBAUTEN</i> .....	31
2.3 ETL 1110-2-584: <i>DESIGN OF HYDRAULIC STEEL STRUCTURES</i> .....	32
2.4 <i>TECHNICAL STANDARDS FOR GATES AND PENSTOCKS</i> .....	32
2.5 LINEE GUIDA ICOLD E ITCOLD.....	33
2.5.1 <i>Bullettin 123: Seismic design and evaluation of structure appartenant to dams</i> .....	33
2.5.2 <i>ITCOLD: Verifica sismica delle dighe</i> .....	34
<b>CAPITOLO 3 – CENNI SULLE CENTRALI IDROELETTRICHE .....</b>	<b>35</b>
3.1 TEOREMA DI BERNOULLI E POTENZA DI UNA CORRENTE IN PRESSIONE.....	36
3.2 TIPOLOGIE DI SBARRAMENTI DI RITENUTA .....	37
3.2.1 <i>Le dighe in calcestruzzo</i> .....	37
3.2.2 <i>Le dighe in materiali sciolti</i> .....	39
3.2.3 <i>Sbarramenti negli impianti idroelettrici fluviali</i> .....	39
<b>CAPITOLO 4 - IL CASO STUDIO: LA CENTRALE IDROELETTRICA TANARO POWER A SANTA VITTORIA D'ALBA (CN)41</b>	
4.1 L'OPERA CIVILE.....	41
4.2 LE PARATOIE .....	42
<b>CAPITOLO 5 - ANALISI DEI CARICHI .....</b>	<b>49</b>
5.1 PESO PROPRIO .....	49
5.2 SPINTA DELL'ACQUA.....	50
5.3 AZIONI SISMICHE .....	51
5.3.1 <i>Azioni inerziali dell'acqua</i> .....	51
5.3.2 <i>Azioni sismiche dovute dall'inerzia della struttura</i> .....	54
5.3.2.1 Pericolosità sismica .....	55
5.3.3 <i>Combinazioni delle azioni</i> .....	65
<b>CAPITOLO 6 - ANALISI STRUTTURALE DELLA PARATOIA MEDIANTE MODELLO 3D AGLI ELEMENTI FINITI .....</b>	<b>66</b>
6.1 GEOMETRIA DEI MODELLI .....	66
6.2 ASSEGNAZIONE DEI MATERIALI .....	70
6.3 CONDIZIONI AL CONTORNO.....	72
6.3.1 <i>Modello 1</i> .....	72

6.3.2 Modello 2.....	72
6.4 CARICHI .....	73
6.5 TIPOLOGIE DI ANALISI IMPLEMENTATE .....	74
6.5.1 Modello 1: analisi statica e pseudostatica .....	74
6.5.2 Modello 2: analisi dinamica con time history.....	74
6.6 OUTPUT.....	75
6.6.1 Modello 1.....	75
6.6.1.1 Risultati: analisi statica.....	78
6.6.1.2 Risultati: analisi pseudostatica.....	82
6.6.2 Modello 2.....	85
6.6.2.1 Risultati: analisi dinamica.....	88
<b>CAPITOLO 7 - VERIFICHE.....</b>	<b>93</b>
7.1 RESISTENZA DELLE MEMBRATURE COMPOSTE TRAVE-MANTELLI.....	93
7.1.1 SLU flessione delle membrature .....	94
7.1.2 SLU taglio delle membrature.....	95
7.2 VERIFICA DI RESISTENZA DEI PANNELLI (SLU) .....	96
7.3 VERIFICA DELLE PRESSIONI DI CONTATTO TRA RUOTA E ROTAIA (SLU) .....	97
7.4 VERIFICA DELLA RESISTENZA DI BOCCOLA E PERNO.....	101
7.5 VERIFICA DELLA RESISTENZA DELLA ROTAIA E DEL CALCESTRUZZO DI SUPPORTO .....	101
7.6 VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO: DEFORMABILITÀ DEL DIAFRAMMA.....	104
7.7 VERIFICHE NEI CONFRONTI DELLE OPERAZIONI DI MANOVRA (SLE) .....	105
7.7.1 Forze di attrito .....	106
7.7.1.1 Attrito dei perni di rotazione .....	106
7.7.1.2 Attrito volvente.....	107
7.7.1.3 Attrito delle guarnizioni di tenuta.....	107
7.7.2 Spinta idraulica verticale .....	107
7.7.3 Peso paratoia e cilindro .....	108
7.7.4 Azione sismica verticale.....	108
7.7.5 Verifica di possibilità di chiusura sotto flusso.....	109
7.7.6 Verifica del meccanismo di manovra.....	109
7.8 VERIFICA DEGLI SPOSTAMENTI DELLA PARATOIA "A SECCO" (SLE) .....	110
<b>CAPITOLO 8 - VULNERABILITÀ SISMICA DELLA PARATOIA .....</b>	<b>113</b>
<b>CONCLUSIONI.....</b>	<b>116</b>
<b>RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI .....</b>	<b>118</b>
<b>ALLEGATO 1: IMPLEMENTAZIONE DEI DATI SU REXEL .....</b>	<b>121</b>
A1.1 DEFINIZIONE DELLO SPETTRO OBIETTIVO .....	121
A1.2 RICERCA PRELIMINARE .....	122
A1.3 DEFINIZIONE DELLE SPECIFICHE DI SELEZIONE E ANALISI .....	122
<b>ALLEGATO 2: RACCOLTA DEGLI ACCELEROGRAMMI NATURALI SPETTROCOMPATIBILI.....</b>	<b>124</b>
A2.1 RACCOLTE DI TIME HISTORY PER L'ANALISI ALLO SLU.....	124
A2.1.1 Registrazione 467, Chenoua Earthquake .....	124
A2.1.2 Registrazione 1899, Gulf of Kiparissiakos .....	126
A2.1.3 Registrazione 605, Umbria Marche.....	128
A2.1.4 Registrazione 4560, Bovec .....	130
A2.1.5 Registrazione 1884, Filippias.....	132
A2.1.6 Registrazione 7158, Fizurabad.....	134
A2.1.7 Registrazione 6603, Izmit.....	136
A2.2 RACCOLTA DI TIME HISTORY PER L'ANALISI ALLO SLE.....	138
A2.2.1 Registrazione 243, Valnerina.....	138
A2.2.2 Registrazione 357, Umbria.....	140
A2.2.3 Registrazione 5828, Strofades.....	142

A2.2.4	Registrazione 605, Umbria Marche .....	144
A2.2.5	Registrazione 140, Friuli.....	146
A2.2.6	Registrazione 467, Chenoua .....	148
A2.2.7	Registrazione 5151, Mt. Hengill Area .....	150
<b>ALLEGATO 3: RISULTATI ANALISI DINAMICHE .....</b>		<b>153</b>
A3.1	ANALISI ALLO STATO LIMITE ULTIMO.....	153
A3.1.1	Sisma in direzione X .....	153
A3.1.1.1	Time history REC1, ID 467 .....	153
A3.1.1.2	Time history REC2, ID 1899 .....	159
A3.1.1.3	Time history REC3, ID 605 .....	165
A3.1.1.4	Time history REC4, ID 4560 .....	171
A3.1.1.5	Time history REC5, ID 1884 .....	177
A3.1.1.6	Time history REC6, ID 7158 .....	183
A3.1.1.7	Time history REC7, ID 6603 .....	189
A3.1.2	Sisma in direzione Y .....	195
A3.1.2.1	Time history REC1, ID 467 .....	195
A3.1.2.2	Time history REC2, ID 1899 .....	201
A3.1.2.3	Time history REC3, ID 605 .....	207
A3.1.2.4	Time history REC4, ID 4560 .....	213
A3.1.2.5	Time history REC5, ID 1884 .....	219
A3.1.2.6	Time history REC6, ID 7158 .....	225
A3.1.2.7	Time history REC7, ID 6603 .....	231
A3.2	ANALISI ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO.....	238
A3.2.1	Sisma in direzione X .....	238
A3.2.1.1	Time history REC1, ID 243 .....	238
A3.2.1.2	Time history REC2, ID 357 .....	248
A3.2.1.3	Time history REC3, ID 5828 .....	258
A3.2.1.4	Time history R4, ID 605 .....	268
A3.2.1.5	Time history REC5, ID 140 .....	278
A3.2.1.6	Time history REC6, ID 467 .....	288
A3.2.1.7	Time history REC7, ID 5151 .....	298
A3.2.2	Sisma in direzione Y .....	308
A3.2.2.1	Time history REC1, ID 243 .....	308
A3.2.2.2	Time history REC2, ID 357 .....	318
A3.2.2.3	Time history REC3, ID 5828 .....	328
A3.2.2.4	Time history REC4, ID 405 .....	338
A3.2.2.5	Time history REC5, ID 140 .....	348
A3.2.2.6	Time history REC6, ID 467 .....	358
A3.2.2.7	Time history REC7, ID 5151 .....	368
A3.3	TABELLE RIEPILOGATIVE DEI RISULTATI .....	378
A3.3.1	Risultati analisi allo Stato Limite Ultimo .....	378
A3.3.2	Risultati analisi allo Stato Limite di Esercizio .....	378
<b>ALLEGATO 4: COMBINAZIONE DELLE AZIONI PER LE VERIFICHE .....</b>		<b>380</b>
A4.1	TENSIONI NELLE MEMBRATURE .....	380
A4.2	TENSIONI NEI PANNELLI .....	381
A4.3	SPOSTAMENTI.....	383
<b>ALLEGATO 5: NOTA CALCOLI.....</b>		<b>384</b>

## Indice delle figure

FIGURA 1: SCHEMA STRUTTURALE TIPICO DI PARATOIA PIANA. FONTE: TANCHEV (2014).....	18
FIGURA 2: ESEMPIO DI PARATOIA PIANA INSTALLATA NELL'IMPIANTO IDROELETTRICO IDAHO POWER'S SWAN FALLS. FONTE: RODNEY HUNT (1994). .....	18
FIGURA 3: CONDIZIONI DI VINCOLO IN RIFERIMENTO A TABELLA 1. FONTE: DIN 19704 (1976). .....	20
FIGURA 4: LARGHEZZE EFFICACI DEL MANTELLO. FONTE: DIN 19704 (1976). .....	21
FIGURA 5: ANDAMENTO DEI COEFFICIENTI $\Gamma$ IN FUNZIONE DELLE DISTRIBUZIONI DEI MOMENTI FLETTENTI. FONTE: DIN 19704 (1976). ..	21
FIGURA 6: SCHEMA DI CARICO SULLE TRAVI ORIZZONTALI DOVUTO DALLA SPINTA IDROSTATICA. FONTE: ERBISTI (2014). .....	22
FIGURA 7: SCHEMA STRUTTURALE TIPICO DI PARATOIA A SETTORE. ....	23
FIGURA 8: PARATOIE A SETTORE INSTALLATE ALLA DIGA L. L. ANDERSON. FONTE: RODNEY HUNT (2012). .....	24
FIGURA 9: SCHEMA TIPICO DI FUNZIONAMENTO DI UNA PARATOIA A VENTOLA. FONTE: ERBISTI (2014). .....	24
FIGURA 10: PARATOIA A VENTOLA. FONTE: BIANCO SRL (2011).....	25
FIGURA 11: ESEMPI DI CILINDRI E PISTONI PER SISTEMI DI SOLLEVAMENTO OLEODINAMICI. FONTE: WET HYDRO SRL (2018).....	26
FIGURA 12: UNITÀ DI CONTROLLO. FONTE: WET HYDRO SRL (2018). .....	26
FIGURA 13: ESEMPI DI GUARNIZIONI IN GOMMA DI TIPO A NOTA MUSICALE (A) E CON DOPPIO GAMBO (B). FONTE: THE RUBBER COMPANY (2018). .....	27
FIGURA 14: ESEMPI DI GUARNIZIONI A FORMA ANGOLARE. FONTE: POLYERUBB INDUSTRIES (2018). .....	27
FIGURA 15: DETTAGLI SUL FISSAGGIO DELLE GUARNIZIONI AL DIAFRAMMA. FONTE: THE RUBBER COMPANY (2018). .....	28
FIGURA 16: REALIZZAZIONE DI UNA PARATOIA IN STABILIMENTO. FONTE: BIANCO SRL (2018).....	29
FIGURA 17: SCHEMA TIPICO DI UN IMPIANTO IDROELETTRICO A SERBATOIO. ....	35
FIGURA 18: SEZIONE TRASVERSALE DELLA DIGA A GRAVITÀ MASSICCIA DEL LAGO DELIO. FONTE: ANIDEL (1951-1961). .....	38
FIGURA 19: DIGA AD ARCO DEL CHIOTAS, CENTRALE IDROELETTRICA L. EINAUDI - ENTRACQUE (CN). FONTE: A. RIVELLI, PARCO NAZIONALE ALPI MARITTIME.....	38
FIGURA 20: SCHEMI TIPOLOGICI DIGHE IN TERRA OMOGENEA (A) E CON NUCLEO INTERNO (B). FONTE: CHEN (2015). .....	39
FIGURA 21: SCHEMA TIPICO DI IMPIANTO IDROELETTRICO FLUVIALE. FONTE: BELLÌ (2009). .....	39
FIGURA 22: SBARRAMENTO SUL FIUME TANARO, SANTA VITTORIA D'ALBA (CN). FONTE: EGEA SPA (2014). .....	41
FIGURA 23: FOTO SATELLITARE DELLO SBARRAMENTO SUL FIUME TANARO. FONTE: GOOGLE EARTH (2017).....	41
FIGURA 24: COSTRUZIONE DELLA STRUTTURA IN CEMENTO ARMATO DELLA CENTRALE. FONTE: BETTONI SPA (2014).....	42
FIGURA 25: PARATOIE INSTALLATE NELLA CENTRALE DI SANTA VITTORIA D'ALBA. FONTE: WET HYDRO SRL (2014).....	43
FIGURA 26: VISTE FRONTALE (A), LATERALE (B) E DALL'ALTO (C), PARATOIA MACCHINA 6.70 x 5.40 M. FONTE: BIANCO SRL. ....	44
FIGURA 27: SEZIONE TIPO COMPOSTA TRAVE-MANTELLO INTERMEDIA. FONTE: BIANCO SRL. ....	45
FIGURA 28: SEZIONE TIPO TRAVE DI SOGLIA. FONTE: BIANCO SRL. ....	45
FIGURA 29: DETTAGLIO RUOTA (EVIDENZIATA IN ROSSO), ROTAIA E AGGANCIO CON INTELAIATURA MEDIANTE GUIDE LATERALI. (1) DIAFRAMMA; (2) GUARNIZIONE; (3) INTELAIATURA. RIFERIMENTO A SEZ. A-A DI FIGURA 26. FONTE: BIANCO SRL. ....	46
FIGURA 30: DETTAGLI GUARNIZIONI DI TENUTA. FONTE: BIANCO SRL. ....	46
FIGURA 31: PROSPETTO E SEZIONE DELLA PARATOIA INNESTATA NEL CALCESTRUZZO. (1) PARATOIA; (2) GUARNIZIONE; (3) INTELAIATURA; (4) CILINDRO; (5) SUPPORTO CILINDRO; (6) STRUMENTI DI POMPAGGIO: FONTE: BIANCO SRL.....	48
FIGURA 32: DISTRIBUZIONE DELLA SPINTA IDROSTATICA AGENTE SU PARATOIA SOMMERSA. FONTE: ERBISTI, 2014. ....	50
FIGURA 33: DISTRIBUZIONE DELLE SOVRAPPRESSIONI IDRODINAMICHE AGENTI SU UNA SUPERFICIE PIANA. FONTE: LEWIN, 2001. ....	51
FIGURA 34: ANDAMENTI DELLE SOVRAPPRESSIONI IDRODINAMICHE, PER IL CASO DELLA PARATOIA DI SANTA VITTORIA D'ALBA (CN).....	54
FIGURA 35: SPETTRI ELASTICI DELLE COMPONENTI ORIZZONTALI DELL'ACCELERAZIONE, SITO DI SANTA VITTORIA D'ALBA. ....	57
FIGURA 36: SPETTRI ELASTICI DELLE COMPONENTI VERTICALI DI ACCELERAZIONE, SITO DI SANTA VITTORIA D'ALBA (CN). ....	59
FIGURA 37: DIAGRAMMA DI DISAGGREGAZIONE PER UNA PROBABILITÀ DI ECCEDENZA DEL 63% IN 50 ANNI, ID: 15350. FONTE: INGV.60	
FIGURA 38: DIAGRAMMA DI DISAGGREGAZIONE PER UNA PROBABILITÀ DI ECCEDENZA DEL 10% IN 50 ANNI, ID: 15350. FONTE: INGV.61	
FIGURA 39: DIAGRAMMA DI DISAGGREGAZIONE A TRE VARIABILI GENERATO DA REXEL, RIFERITO A $T_R$ PARI A 475 ANNI (SLV). ....	62
FIGURA 40: DIAGRAMMA DI DISAGGREGAZIONE A TRE VARIABILI GENERATO DA REXEL, RIFERITO A $T_R$ PARI A 50 ANNI (SLD). ....	62
FIGURA 41: CONFRONTO TRA SPETTRO DI RISPOSTA, ALLO SLD, DA NORMATIVA E SPETTRO MEDIO DATO DALLE STORIE TEMPORALI SELEZIONATE PER L'ANALISI. ....	64
FIGURA 42: CONFRONTO TRA SPETTRO DI RISPOSTA, ALLO SLV, DA NORMATIVA E SPETTRO MEDIO DATO DALLE STORIE TEMPORALI SELEZIONATE PER L'ANALISI. ....	64
FIGURA 43: MODELLO 1 DELLA PARATOIA DELL'IMPIANTO DI SANTA VITTORIA D'ALBA. ....	66
FIGURA 44: MODELLO 1, VISTA VERSO VALLE. ....	67

FIGURA 45: MODELLO 2, COMPOSTO DA PARATOIA E BRIGLIA DI SUPPORTO.....	67
FIGURA 46: PARTICOLARE DELL'ASSEMBLY DEL MODELLO 1 RAFFIGURANTE LA RUOTA INSTALLATA NELLE FIANCATE LATERALI.....	68
FIGURA 47: MODELLO 1, VISTA DAL BASSO.....	69
FIGURA 48: RAPPRESENTAZIONE DI ELEMENTO TIPO C3D8 CHE FORMANO LA MESH DEI MODELLI DELLA PARATOIA. ....	69
FIGURA 49: MODELLO 1 DISCRETIZZATO. ....	70
FIGURA 50: MODELLO 2 DISCRETIZZATO. ....	70
FIGURA 51: APPLICAZIONE DELLE PRESSIONI SUL MANTELLO E DEI VINCOLI PER IL MODELLO 1. ....	72
FIGURA 52: CONDIZIONI AL CONTOURNO APPLICATE AL PEZZO DI TRAVESSA DI SUPPORTO DEL MODELLO 2.....	73
FIGURA 53: PUNTI DI RIFERIMENTO PER LA TRAVE DELLA PARATOIA PER L'ESTRAZIONE DEGLI OUTPUT DI s22 (IN ROSSO) E s12 (IN GIALLO). .....	77
FIGURA 54: PANNELLI DI RIFERIMENTO PER LA VALUTAZIONE DELLE TENSIONI SVM. ....	77
FIGURA 55: ANDAMENTO DELLE TENSIONI s22 DOVUTE DAL CARICO IDROSTATICO. ....	78
FIGURA 56: ANDAMENTO DELLE TENSIONI s22 SUL MANTELLO DELLA PARATOIA. ....	78
FIGURA 57: TENSIONI DI VON MISES SUL MANTELLO. ....	79
FIGURA 58: RAFFIGURAZIONE DELLA DEFORMATA A CAUSA DELLA SPINTA DELL'ACQUA SULLA PARATOIA. ....	79
FIGURA 59: POSIZIONE DELL'ORIGINE PER L'ANDAMENTO DELLE TENSIONI LUNGO IL PANNELLO SUPERIORE. ....	80
FIGURA 60: POSIZIONE DELL'ORIGINE PER L'ANDAMENTO DELLE TENSIONI LUNGO IL PANNELLO INFERIORE. ....	81
FIGURA 61: ANDAMENTO DELLE TENSIONI NEL PANNELLO SUPERIORE, IN DIREZIONE Y, CAUSATE DAL CARICO IDROSTATICO. ....	81
FIGURA 62: ANDAMENTO DELLE TENSIONI NEL PANNELLO INFERIORE, IN DIREZIONE Y, CAUSATE DAL CARICO IDROSTATICO. ....	81
FIGURA 63: ANDAMENTO DELLE TENSIONI NEL PANNELLO SUPERIORE, IN DIREZIONE Z, CAUSATE DAL CARICO IDROSTATICO. ....	82
FIGURA 64: ANDAMENTO DELLE TENSIONI NEL PANNELLO INFERIORE, IN DIREZIONE Z, CAUSATE DAL CARICO IDROSTATICO. ....	82
FIGURA 65: ANDAMENTO DELLE TENSIONI NEL PANNELLO SUPERIORE, IN DIREZIONE Y, CAUSATE DALLA SOVRAPPRESSIONE IDRODINAMICA. .....	83
FIGURA 66: ANDAMENTO DELLE TENSIONI NEL PANNELLO SUPERIORE, IN DIREZIONE Z, CAUSATE DALLA SOVRAPPRESSIONE IDRODINAMICA. .....	84
FIGURA 67: ANDAMENTO DELLE TENSIONI NEL PANNELLO INFERIORE, IN DIREZIONE Y, CAUSATE DALLA SOVRAPPRESSIONE IDRODINAMICA. .....	84
FIGURA 68: ANDAMENTO DELLE TENSIONI NEL PANNELLO INFERIORE, IN DIREZIONE Z, CAUSATE DALLA SOVRAPPRESSIONE IDRODINAMICA. .....	84
FIGURA 69: DISPOSIZIONE DEI PUNTI DI BASE PER LA VALUTAZIONE DEGLI SPOSTAMENTI RELATIVI DELLA PARATOIA.....	85
FIGURA 70: DISPOSIZIONE DEI PUNTI DI BASE SULLE ROTAIE PER LA VALUTAZIONE DEGLI SPOSTAMENTI RELATIVI DELLE RUOTE.....	85
FIGURA 71: PUNTO TARGET SUL CIGLIO DELLA FIANCATA PER LA VALUTAZIONE DEGLI SPOSTAMENTI RELATIVI.....	86
FIGURA 72: PUNTO TARGET SULLA RUOTA PER LA VALUTAZIONE DEGLI SPOSTAMENTI RELATIVI. ....	86
FIGURA 73: ANDAMENTO DELLE TENSIONI NEL PANNELLO SUPERIORE, IN DIREZIONE Y, CAUSATE DALLE AZIONI SISMICHE. ....	89
FIGURA 74: ANDAMENTO DELLE TENSIONI NEL PANNELLO SUPERIORE, IN DIREZIONE Z, CAUSATE DALLE AZIONI SISMICHE. ....	90
FIGURA 75: ANDAMENTO DELLE TENSIONI NEL PANNELLO INFERIORE, IN DIREZIONE Y, CAUSATE DALLE AZIONI SISMICHE. ....	90
FIGURA 76: ANDAMENTO DELLE TENSIONI NEL PANNELLO INFERIORE, IN DIREZIONE Z, CAUSATE DALLE AZIONI SISMICHE. ....	91
FIGURA 77: SEZIONI DI RIFERIMENTO PER LA TRAVE DI CIGLIO SUPERIORE.....	98
FIGURA 78: SEZIONI DI RIFERIMENTO PER LE TRAVI INTERMEDIE.....	99
FIGURA 79: SEZIONI DI RIFERIMENTO PER LA TRAVE DI SOGLIA. ....	99
FIGURA 80: SEZIONE RESISTENTE DELLA TRAVE DI SUPPORTO DELLA ROTAIA. ....	102
FIGURA 81: DISTRIBUZIONE DELLE SPINTE VERTICALI DELL'ACQUA. ....	108
FIGURA 82: DATI DI INPUT INSERITI IN AMBIENTE REXEL. ....	121
FIGURA 83: INPUT SORGENTE SISMICA INSERITI IN REXEL. ....	122
FIGURA 84: CONFRONTO PRELIMINARE TRA SPETTRO TARGET E SPETTRI PRESENTI NEL DATABASE, NEL CASO DI SPETTRI NON SCALATI (SOPRA) E SPETTRI SCALATI (SOTTO).....	122
FIGURA 85: DEFINIZIONE DELLE SPECIFICHE DI SELEZIONE IN REXEL. ....	123
FIGURA 86: STORIA TEMPORALE DELLE ACCELERAZIONI, REGISTRAZIONE 467. ....	124
FIGURA 87: STORIA TEMPORALE DELLA VELOCITÀ, REGISTRAZIONE 467.....	124
FIGURA 88: STORIA TEMPORALE DEGLI SPOSTAMENTI, REGISTRAZIONE 467.....	124
FIGURA 89: SPETTRO DI FOURIER, REGISTRAZIONE 467. ....	125
FIGURA 90: SPETTRO DI POTENZA, REGISTRAZIONE 467.....	125
FIGURA 91: SPETTRO ELASTICO DI RISPOSTA IN ACCELERAZIONE, REGISTRAZIONE 467.....	125

FIGURA 92: INTENSITÀ DI ARIAS, REGISTRAZIONE 467. ....	126
FIGURA 93: STORIA TEMPORALE DELLE ACCELERAZIONI, REGISTRAZIONE 1899. ....	126
FIGURA 94: STORIA TEMPORALE DELLA VELOCITÀ, REGISTRAZIONE 1899. ....	126
FIGURA 95: STORIA TEMPORALE DEGLI SPOSTAMENTI, REGISTRAZIONE 1899. ....	126
FIGURA 96: SPETTRO DI FOURIER, REGISTRAZIONE 1899. ....	127
FIGURA 97: SPETTRO DI POTENZA, REGISTRAZIONE 1899. ....	127
FIGURA 98: SPETTRO ELASTICO DI RISPOSTA IN ACCELERAZIONE, REGISTRAZIONE 1899. ....	127
FIGURA 99: INTENSITÀ DI ARIAS, REGISTRAZIONE 1899. ....	128
FIGURA 100: STORIA TEMPORALE DELLE ACCELERAZIONI, REGISTRAZIONE 605. ....	128
FIGURA 101: STORIA TEMPORALE DELLA VELOCITÀ, REGISTRAZIONE 605. ....	128
FIGURA 102: STORIA TEMPORALE DEGLI SPOSTAMENTI, REGISTRAZIONE 605. ....	128
FIGURA 103: SPETTRO DI FOURIER, REGISTRAZIONE 605. ....	129
FIGURA 104: SPETTRO DI POTENZA, REGISTRAZIONE 605. ....	129
FIGURA 105: SPETTRO ELASTICO DI RISPOSTA IN ACCELERAZIONE, REGISTRAZIONE 605. ....	129
FIGURA 106: INTENSITÀ DI ARIAS, REGISTRAZIONE 605. ....	130
FIGURA 107: STORIA TEMPORALE DELLE ACCELERAZIONI, REGISTRAZIONE 4560. ....	130
FIGURA 108: STORIA TEMPORALE DELLA VELOCITÀ, REGISTRAZIONE 4560. ....	130
FIGURA 109: STORIA TEMPORALE DEGLI SPOSTAMENTI, REGISTRAZIONE 4560. ....	130
FIGURA 110: SPETTRO DI FOURIER, REGISTRAZIONE 4560. ....	131
FIGURA 111: SPETTRO DI POTENZA, REGISTRAZIONE 4560. ....	131
FIGURA 112: SPETTRO ELASTICO DI RISPOSTA IN ACCELERAZIONE, REGISTRAZIONE 4560. ....	131
FIGURA 113: INTENSITÀ DI ARIAS, REGISTRAZIONE 4560. ....	132
FIGURA 114: STORIA TEMPORALE DELLE ACCELERAZIONI, REGISTRAZIONE 1884. ....	132
FIGURA 115: STORIA TEMPORALE DELLA VELOCITÀ, REGISTRAZIONE 1884. ....	132
FIGURA 116: STORIA TEMPORALE DEGLI SPOSTAMENTI, REGISTRAZIONE 1884. ....	132
FIGURA 117: SPETTRO DI FOURIER, REGISTRAZIONE 1884. ....	133
FIGURA 118: SPETTRO DI POTENZA, REGISTRAZIONE 1884. ....	133
FIGURA 119: SPETTRO ELASTICO DI RISPOSTA IN ACCELERAZIONE, REGISTRAZIONE 1884. ....	133
FIGURA 120: INTENSITÀ DI ARIAS, REGISTRAZIONE 1884. ....	134
FIGURA 121: STORIA TEMPORALE DELLE ACCELERAZIONI, REGISTRAZIONE 7158. ....	134
FIGURA 122: STORIA TEMPORALE DELLA VELOCITÀ, REGISTRAZIONE 7158. ....	134
FIGURA 123: STORIA TEMPORALE DEGLI SPOSTAMENTI, REGISTRAZIONE 7158. ....	134
FIGURA 124: SPETTRO DI FOURIER, REGISTRAZIONE 7158. ....	135
FIGURA 125: SPETTRO DI POTENZA, REGISTRAZIONE 7158. ....	135
FIGURA 126: SPETTRO ELASTICO DI RISPOSTA IN ACCELERAZIONE, REGISTRAZIONE 7158. ....	135
FIGURA 127: INTENSITÀ DI ARIAS, REGISTRAZIONE 7158. ....	136
FIGURA 128: STORIA TEMPORALE DELLE ACCELERAZIONI, REGISTRAZIONE 6603. ....	136
FIGURA 129: STORIA TEMPORALE DELLA VELOCITÀ, REGISTRAZIONE 6603. ....	136
FIGURA 130: STORIA TEMPORALE DEGLI SPOSTAMENTI, REGISTRAZIONE 6603. ....	136
FIGURA 131: SPETTRO DI FOURIER, REGISTRAZIONE 6603. ....	137
FIGURA 132: SPETTRO DI POTENZA, REGISTRAZIONE 6603. ....	137
FIGURA 133: SPETTRO ELASTICO DI RISPOSTA IN ACCELERAZIONE, REGISTRAZIONE 6603. ....	137
FIGURA 134: INTENSITÀ DI ARIAS, REGISTRAZIONE 6603. ....	138
FIGURA 135: STORIA TEMPORALE DELLE ACCELERAZIONI, REGISTRAZIONE 243. ....	138
FIGURA 136: STORIA TEMPORALE DELLA VELOCITÀ, REGISTRAZIONE 243. ....	138
FIGURA 137: STORIA TEMPORALE DEGLI SPOSTAMENTI, REGISTRAZIONE 243. ....	138
FIGURA 138: SPETTRO DI FOURIER, REGISTRAZIONE 243. ....	139
FIGURA 139: SPETTRO DI POTENZA, REGISTRAZIONE 243. ....	139
FIGURA 140: SPETTRO ELASTICO DI RISPOSTA IN ACCELERAZIONE, REGISTRAZIONE 243. ....	139
FIGURA 141: INTENSITÀ DI ARIAS, REGISTRAZIONE 243. ....	140
FIGURA 142: STORIA TEMPORALE DELLE ACCELERAZIONI, REGISTRAZIONE 357. ....	140
FIGURA 143: STORIA TEMPORALE DELLA VELOCITÀ, REGISTRAZIONE 357. ....	140
FIGURA 144: STORIA TEMPORALE DEGLI SPOSTAMENTI, REGISTRAZIONE 357. ....	140

FIGURA 145: SPETTRO DI FOURIER, REGISTRAZIONE 357. ....	141
FIGURA 146: SPETTRO DI POTENZA, REGISTRAZIONE 357. ....	141
FIGURA 147: SPETTRO ELASTICO DI RISPOSTA IN ACCELERAZIONE, REGISTRAZIONE 357. ....	141
FIGURA 148: INTENSITÀ DI ARIAS, REGISTRAZIONE 357. ....	142
FIGURA 149: STORIA TEMPORALE DELLE ACCELERAZIONI, REGISTRAZIONE 5828. ....	142
FIGURA 150: STORIA TEMPORALE DELLA VELOCITÀ, REGISTRAZIONE 5828. ....	142
FIGURA 151: STORIA TEMPORALE DEGLI SPOSTAMENTI, REGISTRAZIONE 5828. ....	142
FIGURA 152: SPETTRO DI FOURIER, REGISTRAZIONE 5828. ....	143
FIGURA 153: SPETTRO DI POTENZA, REGISTRAZIONE 5828. ....	143
FIGURA 154: SPETTRO ELASTICO DI RISPOSTA IN ACCELERAZIONE, REGISTRAZIONE 5828. ....	143
FIGURA 155: INTENSITÀ DI ARIAS, REGISTRAZIONE 5828. ....	144
FIGURA 156: STORIA TEMPORALE DELLE ACCELERAZIONI, REGISTRAZIONE 605. ....	144
FIGURA 157: STORIA TEMPORALE DELLA VELOCITÀ, REGISTRAZIONE 605. ....	144
FIGURA 158: STORIA TEMPORALE DEGLI SPOSTAMENTI, REGISTRAZIONE 605. ....	144
FIGURA 159: SPETTRO DI FOURIER, REGISTRAZIONE 605. ....	145
FIGURA 160: SPETTRO DI POTENZA, REGISTRAZIONE 605. ....	145
FIGURA 161: SPETTRO ELASTICO DI RISPOSTA IN ACCELERAZIONE, REGISTRAZIONE 605. ....	145
FIGURA 162: INTENSITÀ DI ARIAS, REGISTRAZIONE 605. ....	146
FIGURA 163: STORIA TEMPORALE DELLE ACCELERAZIONI, REGISTRAZIONE 140. ....	146
FIGURA 164: STORIA TEMPORALE DELLA VELOCITÀ, REGISTRAZIONE 140. ....	146
FIGURA 165: STORIA TEMPORALE DEGLI SPOSTAMENTI, REGISTRAZIONE 140. ....	146
FIGURA 166: SPETTRO DI FOURIER, REGISTRAZIONE 140. ....	147
FIGURA 167: SPETTRO DI POTENZA, REGISTRAZIONE 140. ....	147
FIGURA 168: SPETTRO ELASTICO DI RISPOSTA IN ACCELERAZIONE, REGISTRAZIONE 140. ....	147
FIGURA 169: INTENSITÀ DI ARIAS, REGISTRAZIONE 605. ....	148
FIGURA 170: STORIA TEMPORALE DELLE ACCELERAZIONI, REGISTRAZIONE 467. ....	148
FIGURA 171: STORIA TEMPORALE DELLA VELOCITÀ, REGISTRAZIONE 467. ....	148
FIGURA 172: STORIA TEMPORALE DEGLI SPOSTAMENTI, REGISTRAZIONE 467. ....	148
FIGURA 173: SPETTRO DI FOURIER, REGISTRAZIONE 467. ....	149
FIGURA 174: SPETTRO DI POTENZA, REGISTRAZIONE 467. ....	149
FIGURA 175: SPETTRO ELASTICO DI RISPOSTA IN ACCELERAZIONE, REGISTRAZIONE 467. ....	149
FIGURA 176: INTENSITÀ DI ARIAS, REGISTRAZIONE 467. ....	150
FIGURA 177: STORIA TEMPORALE DELLE ACCELERAZIONI, REGISTRAZIONE 5151. ....	150
FIGURA 178: STORIA TEMPORALE DELLA VELOCITÀ, REGISTRAZIONE 5151. ....	150
FIGURA 179: STORIA TEMPORALE DEGLI SPOSTAMENTI, REGISTRAZIONE 5151. ....	150
FIGURA 180: SPETTRO DI FOURIER, REGISTRAZIONE 5151. ....	151
FIGURA 181: SPETTRO DI POTENZA, REGISTRAZIONE 5151. ....	151
FIGURA 182: SPETTRO ELASTICO DI RISPOSTA IN ACCELERAZIONE, REGISTRAZIONE 5151. ....	151
FIGURA 183: INTENSITÀ DI ARIAS, REGISTRAZIONE 5151. ....	152

## Indice delle tabelle

TABELLA 1: COEFFICIENTI K DA APPLICARE PER IL CALCOLO DELLE TENSIONI AGENTI SU PIASTRA, SECONDO NORMATIVA DIN 19704 (1976).	19
TABELLA 2: COEFFICIENTI A PER IL CALCOLO DEGLI SPOSTAMENTI SULLA PIASTRA (TIMOSHENKO, 1989).	20
TABELLA 3: ELENCO DELLE COMPONENTI DELLA PARATOIA E RELATIVI PESI.	49
TABELLA 4: VITA NOMINALE, COEFFICIENTI DI CLASSE D'USO E PERIODI DI RIFERIMENTO (TAB. C2, D.M. 156-2014); (1) DIGHE DI DIMENSIONI CONTENUTE; (2) GRANDI DIGHE.	55
TABELLA 5: PERIODI DI RITORNO DELL'AZIONE SISMICA (TAB. C4, D.M. 156-2014). (1) DIGHE DI DIMENSIONI CONTENUTE; (2) GRANDI DIGHE.	56
TABELLA 6: VALORI $F_0$ E $T_c^*$ PER IL CASO STUDIO DI SANTA VITTORIA D'ALBA (CN).	56
TABELLA 7: VALORI PER LA COSTRUZIONE DEGLI SPETTRI DI RISPOSTA ELASTICI.	57
TABELLA 8: PARAMETRI PER LA COSTRUZIONE DELLO SPETTRO ELASTICO DELLE COMPONENTI VERTICALI.	58
TABELLA 9: ELENCO DEL SET DI TIME HISTORY SPETTROCOMPATIBILI ALLO STATO LIMITE DI DANNO.	63
TABELLA 10: ELENCO DEL SET DI TIME HISTORY SPETTROCOMPATIBILI ALLO STATO LIMITE DI VITA.	63
TABELLA 11: COEFFICIENTI DI CONCOMITANZA NEI CONFRONTI DI AZIONI SISMICHE PRESENTI IN PIÙ DIREZIONI. (TAB. C5, D.M. 156-2014).	65
TABELLA 12: RIEPILOGO DELLE COMPONENTI (PARTS) CHE FORMANO I MODELLI ELABORATI IN ABAQUS/CAE.	68
TABELLA 13: RISULTATI DELL'ANALISI DELLE FREQUENZE PER IL MODELLO 2.	72
TABELLA 14: PUNTI DI ESTRAZIONE DEGLI OUTPUT PER LE VARIABILI S22 E U1.	76
TABELLA 15: PUNTI DI ESTRAZIONE DEGLI OUTPUT PER LE VARIABILI S12.	77
TABELLA 16: CONFRONTO DEI RISULTATI TRA ANALISI CON MODELLO AGLI ELEMENTI FINITI E PROCEDIMENTO USATO IN NOTA CALCOLI...	79
TABELLA 17: TENSIONI S22 E S12 E SPOSTAMENTI U1 SULLE TRAVI CAUSATI DAL CARICO IDROSTATICO.	80
TABELLA 18: TENSIONI E SPOSTAMENTI SULLE TRAVI CAUSATE DALLA SOVRAPPRESSIONE IDRODINAMICA.	83
TABELLA 19: PUNTI DI ESTRAZIONE DEGLI OUTPUT PER LE VARIABILI S22.	86
TABELLA 20: PUNTI DI ESTRAZIONE DEGLI OUTPUT PER LE VARIABILI S12.	87
TABELLA 21: PUNTI DI ESTRAZIONE DEGLI OUTPUT PER LE VARIABILI U1.	87
TABELLA 22: PUNTI DI ESTRAZIONE DEGLI OUTPUT PER LE VARIABILI U2.	87
TABELLA 23: PUNTI DI ESTRAZIONE DEGLI OUTPUT NEI PUNTI DI BASE.	88
TABELLA 24: TENSIONI SULLE TRAVI CAUSATE DALLE AZIONI SISMICHE.	89
TABELLA 25: SPOSTAMENTI U1 CAUSATI DALLE AZIONI SISMICHE.	91
TABELLA 26: SPOSTAMENTI U2 CAUSATI DA AZIONI SISMICHE.	92
TABELLA 27: SOLLECITAZIONI DI PROGETTO PER LA VERIFICA DELLA RESISTENZA A FLESSIONE DELLE MEMBRATURE.	94
TABELLA 28: RISULTATI DELLA VERIFICA A FLESSIONE DELLE MEMBRATURE.	95
TABELLA 29: SOLLECITAZIONI DI PROGETTO PER LA VERIFICA A TAGLIO DELLE MEMBRATURE.	96
TABELLA 30: RISULTATI DELLA VERIFICA A TAGLIO DELLE MEMBRATURE.	96
TABELLA 31: SOLLECITAZIONI DI PROGETTO PER LA VERIFICA DI RESISTENZA DEI PANNELLI.	97
TABELLA 32: RISULTATI DELLE VERIFICHE DI RESISTENZA DEI PANNELLI.	97
TABELLA 33: SOLLECITAZIONI DI TAGLIO GENERATE DALLE AZIONI INERZIALI DELLA STRUTTURA.	100
TABELLA 34: FORZE AGENTI SULLE RUOTE.	100
TABELLA 35: SOLLECITAZIONI DI PROGETTO AGENTI SULLA TRAVE DI SUPPORTO DELLA ROTAIA.	102
TABELLA 36: RISULTATI DELLA VERIFICA DI RESISTENZA DELLA TRAVE DI SUPPORTO DELLA ROTAIA.	103
TABELLA 37: SPOSTAMENTI DI PROGETTO PER LA VERIFICA.	104
TABELLA 38: RISULTATI DELLE VERIFICHE NEI CONFRONTI DEGLI SPOSTAMENTI.	105
TABELLA 39: SPINTE DELL'ACQUA AGENTI SULLA PARATOIA IN MANOVRA.	105
TABELLA 40: EFFETTI SISMICI INDOTTI DALLA MASSA DELLA STRUTTURA, ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO.	106
TABELLA 41: SPOSTAMENTI DI PROGETTO IN DIREZIONE X, SITUAZIONE DI PARATOIA A SECCO.	110
TABELLA 42: SPOSTAMENTI DI PROGETTO IN DIREZIONE Y, SITUAZIONE DI PARATOIA A SECCO.	111
TABELLA 43: RISULTATI DELLE VERIFICHE DEGLI SPOSTAMENTI DELLA PARATOIA A "SECCO" IN DIREZIONE X.	111
TABELLA 44: RISULTATI DELLE VERIFICHE DEGLI SPOSTAMENTI DELLA PARATOIA A "SECCO" IN DIREZIONE Y.	111
TABELLA 45: VALORI DI $Z_E$ PER LA PARATOIA OGGETTO DI STUDIO.	114
TABELLA 46: VALORI DI PROGETTO E MASSIMI SOPPORTABILI DI PGA PER LA PARATOIA OGGETTO DI STUDIO.	114
TABELLA 47: CARATTERISTICHE REGISTRAZIONE 467.	124

TABELLA 48: CARATTERISTICHE REGISTRAZIONE 1899 .....	126
TABELLA 49: CARATTERISTICHE REGISTRAZIONE 605 .....	128
TABELLA 50: CARATTERISTICHE REGISTRAZIONE 4560 .....	130
TABELLA 51: CARATTERISTICHE REGISTRAZIONE 1884 .....	132
TABELLA 52: CARATTERISTICHE REGISTRAZIONE 7158 .....	134
TABELLA 53: CARATTERISTICHE REGISTRAZIONE 6603 .....	136
TABELLA 54: CARATTERISTICHE REGISTRAZIONE 243 .....	138
TABELLA 55: CARATTERISTICHE REGISTRAZIONE 357 .....	140
TABELLA 56: CARATTERISTICHE REGISTRAZIONE 5828 .....	142
TABELLA 57: CARATTERISTICHE REGISTRAZIONE 605 .....	144
TABELLA 58: CARATTERISTICHE REGISTRAZIONE 140 .....	146
TABELLA 59: CARATTERISTICHE REGISTRAZIONE 467 .....	148
TABELLA 60: CARATTERISTICHE REGISTRAZIONE 5151 .....	150



## Introduzione

La sicurezza di una diga o, in linea generale, di un'opera idraulica è fortemente legata alla sicurezza delle loro paratoie. Basti pensare che al giorno d'oggi circa un terzo delle grandi dighe sono munite di paratoie, poiché diventa fondamentale la regolazione dei livelli idrici dei serbatoi e il corretto svolgimento di presa e scarico.

La sicurezza delle costruzioni idrauliche con paratoie è indispensabile poiché queste strutture sono gestite dall'azione dell'uomo; ciò implica una minore affidabilità rispetto a una struttura che non si basa su quel tipo di approccio. Un iter processuale di azioni è pertanto necessario per avere l'assoluto controllo delle situazioni in cui possono verificarsi eventuali incidenti o malfunzionamenti dei sistemi.

L'operabilità delle paratoie è sovente dipendente da una moltitudine di componenti e variabili: condizioni meteorologiche, controllo dell'alimentazione energetica delle parti elettromeccaniche, capacità di esecuzione delle manovre di apertura e chiusura, ispezione delle saldature, corrosioni, guarnizioni, deposito di detriti.

Durante un evento sismico tutti questi fattori possono compromettere il corretto svolgimento delle operazioni di manovra generando una serie di problemi a catena e quindi compromettendo tutto l'impianto idroelettrico, sia in termini economici ma anche in termini di sicurezza nei confronti degli addetti ai lavori e della popolazione.

Scopo di questa tesi è perciò l'esaminazione di quelli che sono i comportamenti allo Stato Limite di Servizio e allo Stato Limite Ultimo sia della struttura che compone la paratoia sia delle varie componenti necessarie a compiere la manovra.

Il lavoro è partito dalla consultazione dei principali quadri normativi, sia in materia sismica per le opere accessorie delle dighe e traverse, sia per comprendere quale sia lo stato dell'arte per la progettazione sismica delle paratoie.

La modellazione agli elementi finiti della struttura della paratoia permette di comprendere nel dettaglio il comportamento strutturale, prendendo in considerazione un caso studio reale, ossia l'impianto idroelettrico sul fiume Tanaro, nel comune di Santa Vittoria d'Alba (CN). Ciò è stato possibile grazie alla collaborazione con una ditta specializzata nella progettazione e costruzione di paratoie idrauliche, che ha fornito materiale e impostazioni procedurali per le verifiche strutturali e funzionali.

A seguito delle analisi, anche nei confronti delle azioni sismiche, una serie di verifiche, eseguite secondo quanto viene prescritto da documentazione specifica in materia, permettono di comprendere quali siano i punti più critici per la sicurezza della paratoia in caso di sisma. Attraverso inoltre il concetto di vulnerabilità sismica, come proposto dalla normativa italiana per le costruzioni, vengono valutati i sismi massimi sopportabili dalla paratoia piana, sia nei confronti dello Stato Limite Ultimo che allo Stato Limite di Esercizio.

## Capitolo 1 - Le paratoie, generalità

Le opere accessorie svolgono il compito di controllo delle portate di un serbatoio (se l'opera di sbarramento è una diga) o di un canale (se l'opera di sbarramento è invece una traversa fluviale). Compito svolto sia verso lo scarico, proprio grazie agli organi di scarico, sia verso l'utilizzatore se si tratta invece di un'opera di presa. (Da Deppo, 2014)

Per rendere effettivi e comandabili i processi di scarico e presa negli organi di intercettazione, si rende necessario l'utilizzo di strutture mobili, le paratoie. Esse permettono quindi di regolare il livello dell'acqua in funzione alle esigenze dell'impianto idroelettrico a cui le opere possono essere correlate.

Le paratoie per dighe e traverse possono essere di varie tipologie e la loro classificazione si può basare su diversi criteri (Erbisti, 2014):

- Utilizzo e posizione
  - paratoie per sfioratori;
  - paratoie per scarico di fondo;
  - paratoie per chiuse;
  - paratoie per opere di presa;
  - paratoie installate in condotte forzate;
- Tipologia di movimento
  - paratoie a scorrimento;
  - paratoia a ruote;
  - paratoia con movimento di tipo rotazionale;
- Forma e composizione strutturale del diaframma:
  - paratoia piana;
  - paratoia a settore;
  - paratoia a ventola;
- Battente idraulico a cui è sottoposto:
  - paratoia a battente basso (fino ai 15 m);
  - paratoia a battente medio (dai 15 ai 30 m);
  - paratoia a battente alto (oltre i 30 m).

I campi di applicazione delle paratoie chiaramente tendono a soffermarsi in svariati ambiti dell'ingegneria idraulica:

- opere di protezione da inondazioni;
- protezione di impianti idroelettrici;
- controllo dei livelli idrici in serbatoi vicini a zone residenziali o ad aree non inondabili;
- mantenimento dei livelli idrici nei serbatoi;
- pulizia dei serbatoi per lo scarico di detriti;
- regolazione delle portate in dighe;
- opere di presa per impianti idroelettrici e in opere di approvvigionamento delle acque;
- opere di irrigazione;
- controllo degli scarichi di fondo.

Le tipologie di paratoie e i loro ambiti di utilizzo sono dunque innumerevoli.

In questa trattazione si fa riferimento alla classificazione secondo la forma e ci si sofferma più dettagliatamente sulle paratoie piane, a settore e a ventola, essendo queste le tipologie maggiormente utilizzate nelle opere di scarico e presa di dighe e traverse.

I criteri di scelta della tipologia si basano su molti fattori, in base al contesto applicativo in cui sono inseriti e a ulteriori parametri:

- l'ambiente a cui la paratoia è sottoposta poiché influisce nella scelta dei materiali delle varie componenti e quindi determina anche la durabilità dell'opera stessa (ad esempio è necessario sapere se la paratoia interagisce in acqua dolce o acqua salata);
- il carico idraulico a cui la struttura è sottoposta, poiché esso va a influire sul peso della paratoia e anche sulle forze necessarie a manovrare;
- le modalità stesse con cui viene svolta la manovra, che condizionano la scelta dei tipi di tenute e guarnizioni;
- i criteri che riguardano la fase di posa in opera e trasporto, che spesso si rivelano decisivi soprattutto dal punto di vista economico;
- le esigenze di tipo operativo che possono esserci all'interno di un impianto idroelettrico, come l'assenza di vibrazioni, il controllo dei livelli, la capacità di scarico, le azioni nei confronti di detriti e ghiaccio, chiusure in situazioni di emergenza sono tutte da considerare nella scelta della paratoia.

La paratoia consiste fondamentalmente in tre elementi basilari: il diaframma, il telaio di supporto (ancorato nel calcestruzzo) e i sistemi di manovra.

Il diaframma è un elemento mobile che fa da blocco nei confronti del passaggio dell'acqua e consiste nel mantello, che svolge il compito di scudo, e nelle travi, che permettono di irrigidire la struttura e il mantello stesso. Al mantello sono applicate le guarnizioni, strisce di gomma che devono garantire la totale sigillatura per evitare passaggi d'acqua tra paratoia e opera muraria. Oltre a ciò all'interno della struttura della paratoia vengono anche installati ulteriori componenti di supporto necessari per la manovra come ad esempio ruote (o pattini), rulli, perni, boccole e guide.

L'intelaiatura fissata nel calcestruzzo, nel complesso definita anche *gargame*<sup>1</sup>, serve per ospitare la struttura all'interno dell'opera muraria che la sostiene, inoltre permette di ridistribuire al meglio le sollecitazioni che arrivano dalla paratoia. L'interazione tra progettista civile ed elettromeccanico diventa azione fondamentale per la corretta installazione di queste parti. Una volta realizzata l'opera di sostegno in calcestruzzo con un getto di prima fase vengono inserite le varie componenti di supporto ancorate con il getto di prima fase e poi inglobate all'opera muraria con un getto di seconda fase. Esse consistono in travi di supporto di soglia orizzontali, guide laterali, rotaie, nicchie di alloggiamento, tutti elementi che permettono il corretto movimento della struttura mobile ma anche un perfetto collegamento e fissaggio con l'opera civile.

I sistemi di manovra sono responsabili delle operazioni di apertura e chiusura della paratoia. La loro capacità di sollevamento deve vincere il peso proprio della paratoia, i carichi idrostatici e idrodinamici, attriti e carichi accidentali. Vi possono essere vari tipi di sistemi di sollevamento: manuale, meccanico, elettrico, oleodinamico. Altre tipologie di paratoie invece non presentano sistemi di sollevamento come quelli citati precedentemente e si muovono grazie alla pressione dell'acqua.

---

<sup>1</sup> Telaio composto da lamiere piegate, tali da permettere lo scorrimento di ciascun lembo di una paratoia piana.

## 1.1 Materiali impiegati

I materiali che compongono le paratoie devono garantire la durabilità all'interno di un ambiente che può presentare agenti aggressivi, un'adeguata resistenza nei confronti delle azioni a cui sono sottoposte le paratoie e un corretto funzionamento in fase di esercizio e manovra (Da Deppo, 2014).

In generale i materiali maggiormente impiegati sono l'acciaio al carbonio, l'acciaio inossidabile e le leghe di alluminio.

L'acciaio al carbonio deve presentare una serie di caratteristiche indicate per la realizzazione delle paratoie: devono fornire una resistenza ultima che va da 360 a 630 MPa; il modulo elastico pari a 210000 MPa; la resilienza deve assumere il grado JR o JO.

L'acciaio viene fornito in lamiere o in profilati standard lavorabili sia a caldo che a freddo e i vari pezzi vengono saldati tra loro. La saldatura deve essere eseguita con sigillature continue per evitare passaggi d'acqua. Generalmente le varie superfici vengono trattate per poter contenere meglio i fenomeni corrosivi. Gli spessori delle lamiere o dei profilati devono essere contenuti sia per facilitare la saldatura sia per limitare i fenomeni di corrosione.

Nei casi in cui il trattamento superficiale non basti a limitare la corrosione, si impiega l'uso degli acciai inossidabili di tipo austenitici, ferritici o duplex. Questi materiali devono comunque rispettare un'adeguata composizione chimica, in particolare nelle percentuali di cromo (Cr), molibdeno (Mo) e azoto (N), per poter garantire la resistenza al fenomeno del *pitting*<sup>2</sup> e in generale della corrosione localizzata. Anche in questo caso l'acciaio inossidabile viene fornito in lamiere, con buona saldabilità, diventa più complicato lavorare il materiale a freddo. Grazie alle caratteristiche intrinseche del materiale, esplicate precedentemente, non c'è bisogno di trattamenti superficiali.

Le leghe di alluminio della serie 5000 e 6000 vengono usate poiché permettono di limitare il peso delle paratoie. Presentano anche un'ottima lavorabilità, saldabilità e resistenza alla corrosione (legata all'ambiente in cui si trova la paratoia). I profili possono essere lavorati per assumere forme che ottimizzano la distribuzione delle masse. L'alluminio presenta notevoli vantaggi, con un costo però più elevato.

Nella spesa complessiva si valuta il costo del materiale (ovviamente l'acciaio al carbonio è il meno costoso), il montaggio e il peso totale del materiale che viene impiegato nell'assemblaggio della paratoia.

## 1.2 Le paratoie piane

Le paratoie piane consistono in un diaframma piano irrigidito da travi che si muove verticalmente lungo delle guide laterali. Generalmente, oltre alla struttura composta da mantello e travi, sono presenti anche ruote, guarnizioni e aste di sollevamento.

L'impostazione strutturale raffigurata nella Figura 1 si compone di mantello piano (5) che riceve la spinta dell'acqua, comportandosi a piastra, travi orizzontali (1) atte a ricevere gli sforzi del mantello, travi (fiancate) verticali laterali (2) che ricevono forze concentrate dalle travi principali orizzontali. Le fiancate a loro volta distribuiscono le forze sui supporti o sulle ruote laterali (8 e 9). Ulteriori irrigidimenti verticali (4) possono essere inseriti sul mantello, ciò permette di ridurre ancora di più gli spessori della piastra che compone il mantello stesso. Generalmente la distanza tra le travi orizzontali è considerata in maniera tale da suddividere la spinta idrostatica equamente su tutte le travi, così da ottenere gli stessi carichi su tutte le ruote.

---

<sup>2</sup> Chiamata anche vaiolatura, si tratta di una forma di corrosione localizzata su superfici metalliche a causa della presenza di cloruri e ambienti ossidanti.

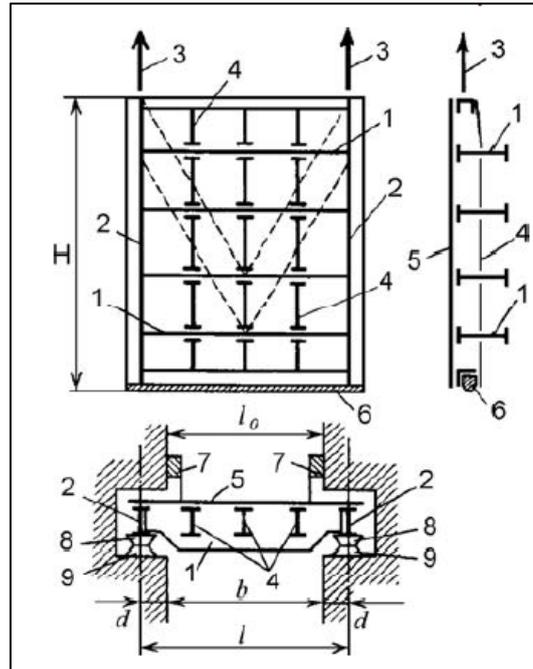


Figura 1: Schema strutturale tipico di paratoia piana. Fonte: Tanchev (2014).

Le guarnizioni spesso vengono poste lateralmente (7) e in corrispondenza della soglia (6). Dall'estremità superiore i sistemi di sollevamento (3) permettono la manovra della paratoia.

Come già accennato il campo di applicazione di questa tipologia di paratoia è molto vasto, si possono infatti trovare in qualsiasi tipo di opera idraulica, sia all'interno di scarichi di superficie (come gli sfioratori delle dighe), sia in opere sottoposte a più alti battenti idraulici come negli scarichi di fondo o in opera di presa (Figura 2).

Alcune paratoie piane possono presentare un movimento a scorrimento, ossia la paratoia scorre lungo le guide laterali, tramite dei pattini posti ai lati. In questo caso la forza che arriva dal mantello viene scaricata in maniera uniforme su tutto il supporto laterale. I più semplici esempi applicativi sono nei canali di irrigazione dei campi agricoli.



Figura 2: Esempio di paratoia piana installata nell'impianto idroelettrico Idaho Power's Swan Falls. Fonte: Rodney Hunt (1994).

### 1.2.1 Criteri di dimensionamento delle paratoie

In questo paragrafo vengono mostrati i criteri per il dimensionamento e l'analisi statica delle strutture che compongono le paratoie piane. Queste metodologie vengono largamente usate nell'ambito professionale e traggono prevalentemente spunto da quanto viene riferito nella versione del 1976 della normativa tedesca DIN 19704 e da riferimenti in letteratura (Erbisti, 2014).

#### 1.2.1.1 Mantello

Per il calcolo delle tensioni sul mantello, generate dalla flessione della pressione dell'acqua, si fa riferimento alla teoria dell'elasticità mediante l'Equazione 1.1:

$$\sigma = \pm \frac{k}{100} p \frac{a^2}{t^2} \quad (1.1)$$

dove:

- k è un fattore adimensionale funzione del rapporto b/a, ossia tra lunghezze del supporto dei moduli tra travi e irrigidimenti, e la condizione di vincolo che si vuole considerare;
- p è la pressione dell'acqua applicata la centro del pannello;
- a è la lunghezza di supporto minore;
- t è lo spessore del mantello, in generale non meno di 8 mm.

I coefficienti k si possono trarre dalla Tabella 1:

Tabella 1: Coefficienti k da applicare per il calcolo delle tensioni agenti su piastra, secondo normativa DIN 19704 (1976).

b/a	Incernierato su tutti e 4 i lati (a)		Incastrato su tutti e 4 i lati (b)				Condizioni di incastro su tre lati e il quarto incernierato							
							(c)				(d)			
	$\pm\sigma_{1x}$	$\pm\sigma_{1y}$	$\pm\sigma_{1x}$	$\pm\sigma_{1y}$	$\pm\sigma_{4y}$	$\pm\sigma_{3x}$	$\pm\sigma_{1x}$	$\pm\sigma_{1y}$	$\pm\sigma_{4y}$	$\pm\sigma_{3x}$	$\pm\sigma_{1x}$	$\pm\sigma_{1y}$	$\pm\sigma_{2y}$	$\pm\sigma_{3x}$
$\infty$	75	22.5	25	7.5	34.2	50	37.5	11.3	47.2	75	25	7.5	34.2	50
3	71.3	24.4	25	7.5	34.3	50	37.4	12	47.1	74	25	7.6	34.2	50
2.5	67.7	25.8	25	8	34.3	50	36.6	13.3	47	73.2	25	8	34.2	50
2	61	27.8	24.7	9.5	34.3	49.9	33.8	15.5	47	68.3	25	9	34.2	50
1.75	55.8	28.9	23.9	10.8	34.3	48.4	30.8	16.5	46.5	63.2	24.06	10.1	34.1	48.9
1.5	48.7	29.9	22.1	12.2	34.3	45.5	27.1	18.1	45.5	56.5	23.2	11.4	34.1	47.3
1.25	39.6	30.1	18.8	13.5	33.9	40.3	21.4	18.4	42.5	47.2	20.8	12.9	34.1	44.8
1	28.7	28.7	13.7	13.7	30.9	30.9	14.4	16.6	36	32.8	16.6	14.2	32.8	36

Le condizioni (a), (b), (c) e (d) citate in Tabella 1 fanno riferimento alla Figura 3:

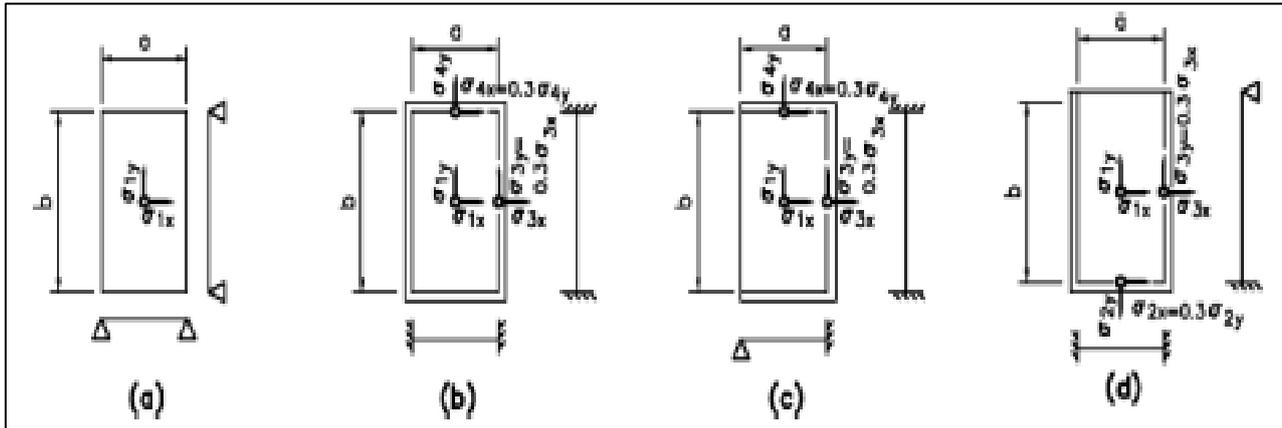


Figura 3: Condizioni di vincolo in riferimento a Tabella 1. Fonte: DIN 19704 (1976).

Il massimo spostamento indotto dalla flessione della piastra è dato da

$$f = \frac{\alpha p a^4}{E t} \quad (1.2)$$

dove:

- E è il modulo di elasticità del materiale costituente il mantello, ossia 210000 MPa per l'acciaio strutturale;
- $\alpha$  è il coefficiente funzione delle dimensioni della piastra, leggibile dalla Tabella 2.

Tabella 2: Coefficienti  $\alpha$  per il calcolo degli spostamenti sulla piastra (Timoshenko, 1989).

b/a	1	1.2	1.4	1.6	1.8	2	$\infty$
$\alpha$	0.0138	0.0188	0.0226	0.0251	0.0267	0.0277	0.0284

### 1.2.1.2 Larghezza efficace del mantello

Il mantello si comporta come flangia di irrigidimenti e travi orizzontali. La determinazione della lunghezza di flangia che agisce in maniera composta alle travi si può calcolare in riferimento a quanto riportato nella DIN 19704 del 1976 (paragrafo 6.5.2.1), in funzione della distribuzione del momento flettente. La larghezza efficace è pari a  $\gamma B$  dove:

- $\gamma$  è il fattore di riduzione in funzione del rapporto  $L/B$  (riferimento nella Figura 4 e Figura 5), dove  $L$  è la lunghezza della zona di momento posto a egual segno.  $L_I$  e  $\gamma_I$  vengono utilizzati nella zona tra i supporti; mentre  $L_{II}$  e  $\gamma_{II}$  nelle zone corrispondenti ai supporti;
- $B$  è la metà della luce della piastra tra due travi.

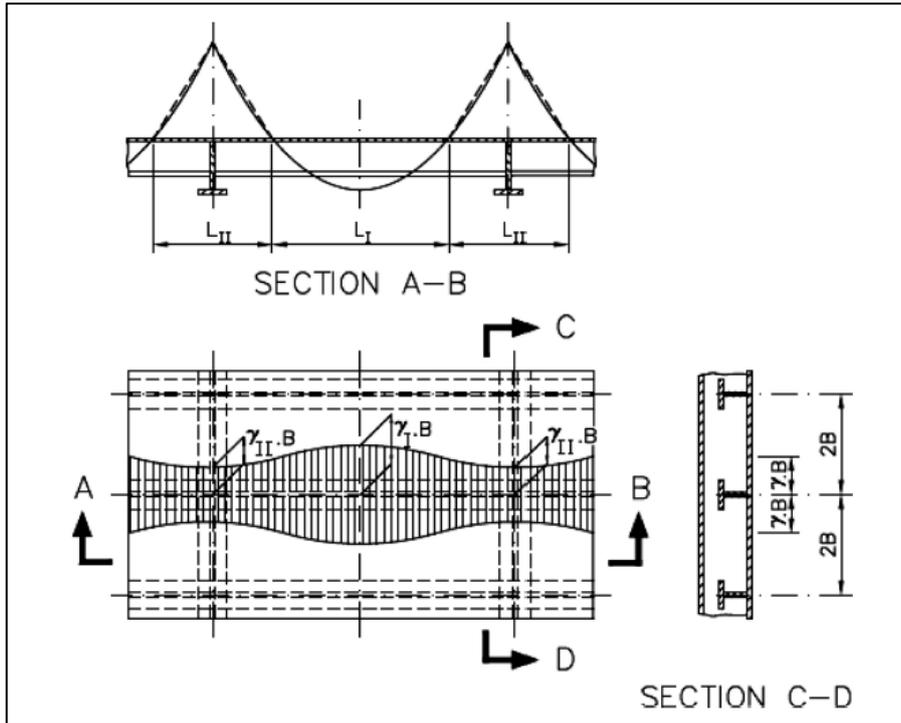


Figura 4: Larghezze efficaci del mantello. Fonte: DIN 19704 (1976).

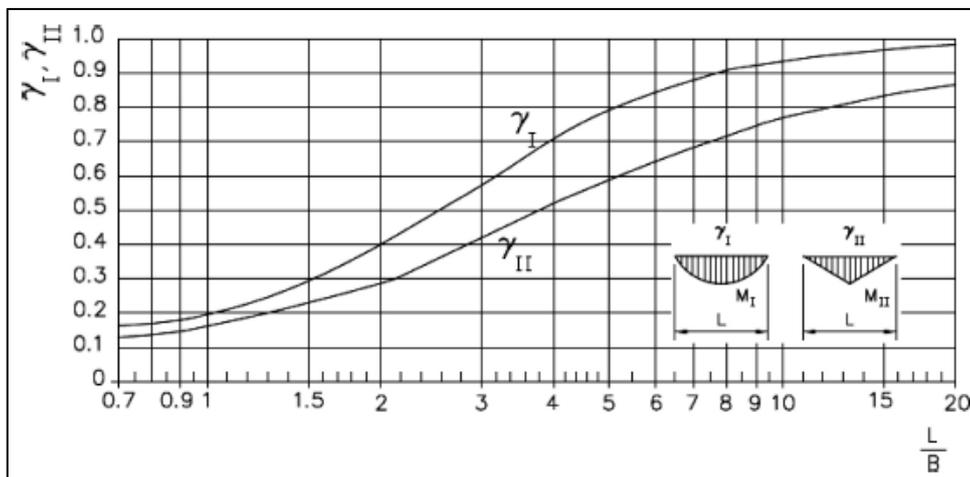


Figura 5: Andamento dei coefficienti  $\gamma$  in funzione delle distribuzioni dei momenti flettenti. Fonte: DIN 19704 (1976).

### 1.2.1.3 Numero di travi orizzontali

La determinazione del numero di travi da utilizzare nella paratoia è un procedimento che richiede un metodo iterativo, impostando un valore iniziale ipotetico fino ad ottenere un risultato che soddisfi anche le verifiche tensionali e deformative. Per superare queste difficoltà, Erbisti propone una formulazione empirica, riportata nell'Equazione 1.3, che può essere utilizzata per le paratoie piane:

$$N = \frac{100h}{t} \sqrt{\frac{H_m}{2\sigma_{adm}}} \quad (1.3)$$

dove:

- N è il numero di travi orizzontali;
- h è l'altezza di guarnizione in metri;
- t è lo spessore del mantello, espresso in millimetri;
- $H_m$  è l'altezza idraulica riferita al punto medio della paratoia, in metri;
- $\sigma_{adm}$  è la tensione ammissibile a flessione, in Megapascal (MPa).

Con l'Equazione 1.3 si ottiene il numero N di travi di riferimento, nel passaggio successivo si controlla che le verifiche siano soddisfatte. Infine si procede al completo dimensionamento strutturale di tutte le componenti.

#### 1.2.1.4 Flessione semplice delle travi

Per le paratoie piane lo schema di carico che si presenta è quello riportato nella Figura 6.

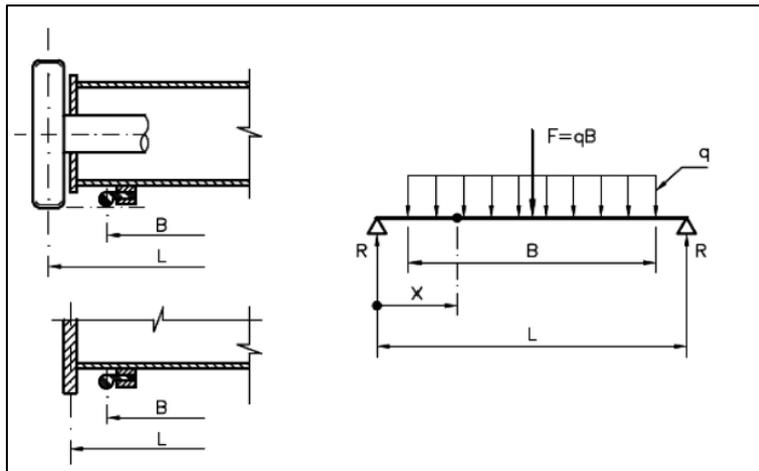


Figura 6: Schema di carico sulle travi orizzontali dovuto dalla spinta idrostatica. Fonte: Erbisti (2014).

Per i punti che vanno da  $L/2 \geq x > (L - B)/2$  è data dalla Equazione 1.4:

$$M_x = R x - \frac{F}{2B} \left[ x - \frac{1}{2}(L - B) \right]^2 \quad (1.4)$$

Il massimo valore di momento flettente lo si ha in x pari a  $L/2$ , ottenendo pertanto la seguente formula:

$$M = (2L - B)F/8 \quad (1.5)$$

dove:

- R è la reazione vincolare, pari a  $F/2$ ;
- x è la distanza tra il supporto e il punto considerato;
- F è il carico idrostatico agente sulla trave;
- B è la luce tra le guarnizioni laterali;
- L è la lunghezza tra i supporti;
- q è il carico distribuito dovuto dalla pressione idrostatica, pari a  $F/B$ .

Le fiancate verticali delle paratoie a ruote sono vincolate dai perni delle ruote e sono progettate per resistere ai carichi idrostatici che arrivano dalle travi orizzontali. Nel caso di un numero di ruote maggiore a due per ogni fiancata il sistema diventa staticamente indeterminato e la fiancata si comporta come una trave continua.

La massima freccia  $f$  in mezzeria delle travi orizzontali si determina dalla seguente formulazione:

$$f = \frac{5FL^3}{384EI} \quad (1.6)$$

dove E e I sono rispettivamente il modulo elastico e il momento di inerzia della sezione.

Lo spostamento dovuto alla flessione nelle travi orizzontali deve essere limitato per non pregiudicare la sicurezza e la manovra.

### 1.3 Le paratoie a settore

Si tratta di paratoie con un mantello di ritenuta a forma di settore cilindrico (Figura 7), supportato da una struttura a bracci laterali, che ricevono le forze provenienti dal matello (Da Deppo, 2014). Questi ultimi sono vincolati da cerniere ancorate all'opera muraria. Il movimento che avviene durante la fase di manovra è di tipo rotazionale attorno all'asse orizzontale passante per i due perni che vincolano le strutture di supporto.

Il paramento a forma di settore cilindrico è centinato e generalmente viene irrigidito da una serie di travi orizzontali ed eventualmente anche da travi verticali. La loro disposizione viene impostata in modo tale da ottenere una ripartizione dei carichi uguale per tutte le travi.

I bracci, che solitamente presentano una struttura a centine e traversi, sono formati da profilati metallici e possono essere paralleli alle pile oppure obliqui. Quest'ultima variante viene utilizzata per ridurre i momenti massimi sul settore cilindrico, siccome i bracci obliqui determinano la formazione di due sbalzi all'orditura del mantello.

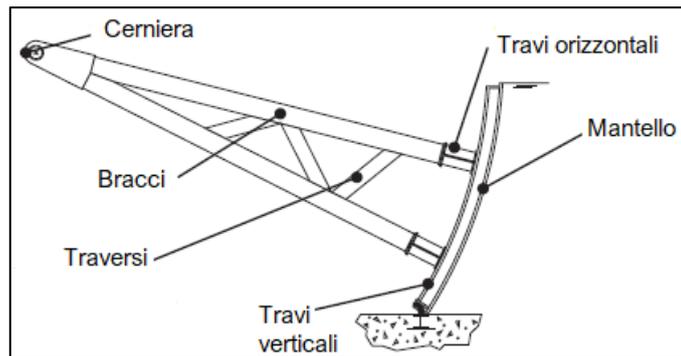


Figura 7: Schema strutturale tipico di paratoia a settore.

Le paratoie a settore si presentano come una soluzione ampiamente usata sia nel panorama delle opere accessorie di dighe (in sfioratori, ma anche in scarichi di fondo) sia in quello degli sbarramenti fluviali. Ciò è dovuto al fatto che questa tipologia mostra alcuni vantaggi rispetto alle paratoie piane, legate soprattutto alla facilità delle operazioni di manovra. Esse sono infatti agevolate da coefficienti di attrito molto più contenuti nei perni rispetto a quelli coinvolti nella manovra di paratoie piane.

Lo svantaggio è dato dalla complicazione della costruzione e del montaggio, con maggiore costo delle opere civili. Inoltre, la spinta sul paramento viene scaricata in unico punto (ossia il perno) con difficoltà costruttive annesse non indifferenti.

Una variante di queste strutture presentano sempre il paramento a forma di settore cilindrico, ma con movimento rotazionale attorno a un asse verticale. Questa tipologia di paratoie è applicata nell'abito delle conche di navigazione o dei canali.



Figura 8: Paratoie a settore installate alla diga L. L. Anderson. Fonte: Rodney Hunt (2012).

#### 1.4 Le paratoie a ventola

Trattasi di paratoie piane o curve che dispongono di una cerniera sul fondo. Esse sono sostenute da tiranti che in fase di chiusura devono mantenere la paratoia a un'inclinazione di circa  $60^\circ$  rispetto all'orizzontale. Durante la fase di apertura (Figura 9), la paratoia ruota verso il basso andando a contatto con l'acqua ed eventualmente con materiali solidi trasportati. Il movimento, essendo rotazionale, non necessita di gargami e la tenuta viene garantita con guarnizione sull'estremità inferiore della paratoia (Da Deppo, 2014)

La struttura del mantello è simile alle tipologie citate precedentemente, con un mantello di ritenuta che viene ordito da due travi laterali che ricevono le medesime forze, e da travi sia sul bordo inferiore e sul bordo superiore.

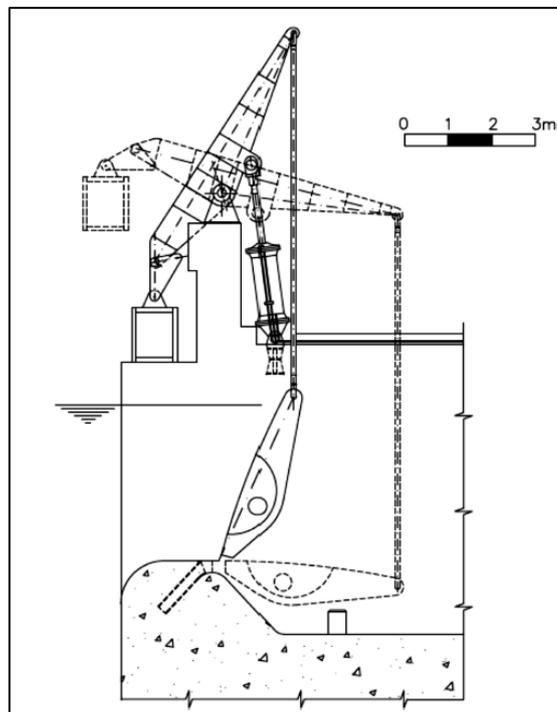


Figura 9: Schema tipico di funzionamento di una paratoia a ventola. Fonte: Erbisti (2014).

Le paratoie a ventola vengono spesso impiegate nelle creste delle dighe: infatti, la loro struttura si pone come obiettivo quello di mantenere costante il livello idrico a monte, grazie alla ventola automatica dotata di contrappeso in calcestruzzo. Nel caso di aumento del carico idrico, un fulcro a cremagliera permette contemporaneamente l'aumento della spinta e quindi all'innalzamento del contrappeso, l'abbassamento della paratoia e l'avanzamento del centro di rotazione che permette di diminuire il momento ribaltante che farebbe abbattere la ventola.

Spesso le paratoie a ventola vengono combinate con le paratoie piane a ruote o con quelle a settore, ottenendo così struttura di grande flessibilità operativa e colmando alcuni difetti, garantendo: precisione nella regolazione dei livelli dei serbatoi, attraverso un graduale abbassamento della ventola, che scarica con un battente basso; il passaggio di ghiaccio o dei detriti di trasporto solido che possono danneggiare la paratoia; scarichi di grandi volumi d'acqua con l'apertura di entrambe le paratoie.



Figura 10: Paratoia a ventola. Fonte: Bianco SRL (2011).

### 1.5 Gli organi di manovra

La manovra delle paratoie può essere eseguita dalla pressione dell'acqua che agisce tramite un sistema fisso di sollevamento oppure mediante dispositivi mobili. La funzione principale è quella di poter sviluppare un'ampia forza di manovra con il minore dispendio in termini di potenza energetica. Si richiede una forza tale da superare il peso delle parti mobili, le forze di attrito, le forze idrodinamiche e, eventualmente, i carichi di tipo eccezionale.

Molteplici sono le tipologie di sistemi utilizzati: manovelle azionabili a mano, funi metalliche in trefoli, catene a rulli, sistemi oleodinamici. Su quest'ultima categoria ci si andrà a soffermare ulteriormente nel Paragrafo 1.5.1.

### 1.5.1 Sistemi di tipo oleodinamico

Trattasi dei meccanismi più comuni per il movimento di paratoie, sia per le portate elevate, che per motivi di affidabilità e semplicità operativa.

Un cilindro idraulico/oleodinamico (Figura 11) consiste in un cilindro con estremità superiore e inferiore, un pistone, un'asta (fusto) del pistone. Rispetto alle altre tipologie di sollevamento, sono svantaggiati dalla limitata altezza di sollevamento, che ha conseguenze dispendiose in termini esecutivi in caso di operazioni di manutenzione e ispezione.

Il sollevamento viene generato dall'olio in pressione, fornito a sua volta da un'unità di pompaggio. L'olio sotto pressione viene convogliato all'interno del cilindro, ai lati del fusto, andando quindi a ritrarre il pistone. Il movimento verticale del pistone forza l'olio a tornare nel serbatoio posto nell'unità di pompaggio.

La chiusura viene operata sotto il peso della paratoia e da altre componenti mobili, che forzano l'olio sotto il pistone verso l'estremità superiore del cilindro, con l'ausilio della depressione generata dal movimento verso il basso del pistone.

I sistemi di sollevamento vengono azionati grazie ad apposite unità di alimentazione e di pompaggio (Figura 12) composte da serbatoio, motori elettrici, filtri, valvole per la regolarizzazione delle pressioni.



Figura 11: Esempi di cilindri e pistoni per sistemi di sollevamento oleodinamici. Fonte: Wet Hydro SRL (2018).



Figura 12: Unità di controllo. Fonte: Wet Hydro SRL (2018).

## 1.6 Le guarnizioni

Le guarnizioni sono elementi posti tra il diaframma e il gargame in maniera tale da garantire un'azione di sigillatura nei confronti dell'acqua. Sono prodotte in gomma, metallo, o legno.

Le guarnizioni in gomma sono le più utilizzate, grazie alle loro caratteristiche di durabilità, flessibilità e resistenza. Inoltre possono assumere diverse forme, in base alle esigenze del contesto applicativo.

Le principali sezioni di guarnizioni utilizzate sono:

- J type (o a nota musicale) (Figura 13A);
- J type con doppio gambo (Figura 13B);
- L type (o ad angolo) (Figura 14);
- Rettangolare.

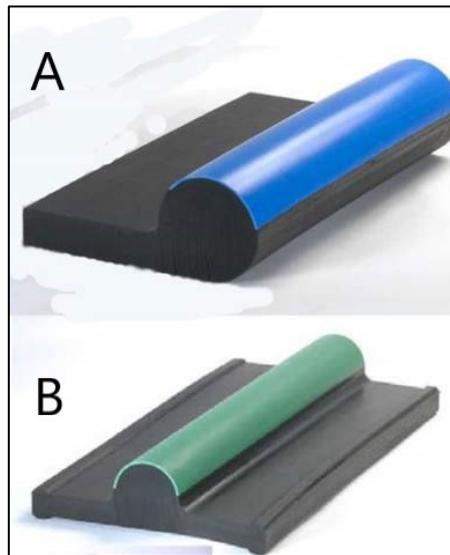


Figura 13: Esempi di guarnizioni in gomma di tipo a nota musicale (A) e con doppio gambo (B). Fonte: The Rubber Company (2018).

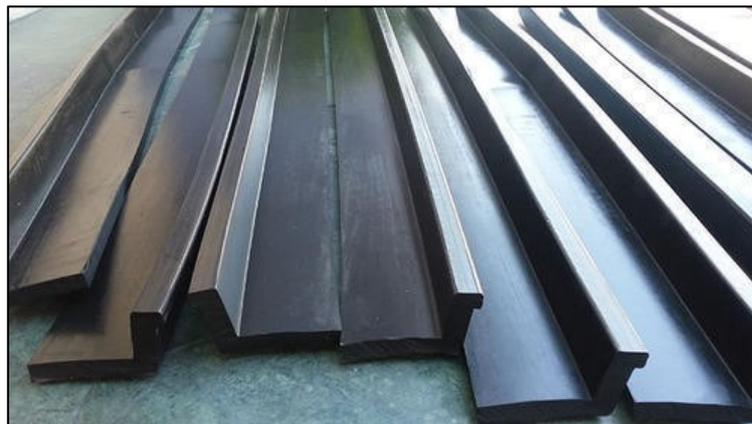


Figura 14: Esempi di guarnizioni a forma angolare. Fonte: PolyRubber Industries (2018).

L'installazione della guarnizione prevede il fissaggio alla paratoia mediante bullonatura assieme a piatti di ripartizione (Figura 15).

Il materiale che compone le guarnizioni in gomma deve disporre di una struttura flessibile e stabile, in grado di sopportare ampie deformazioni sotto carico. In genere si tratta di polimeri elastomeri. I principali elastomeri impiegati sono i seguenti:

- Stirene-butadiene (gomma SBR), che dispone di un'ottima resistenza all'abrasione e buone proprietà contro l'invecchiamento, grazie ad appositi additivi;
- Cloroprene o neoprene (nome commerciale dato dal produttore DuPont), che dispone di buona resistenza meccanica oltre a buone prestazioni nei confronti di agenti ambientali e all'invecchiamento.



Figura 15: Dettagli sul fissaggio delle guarnizioni al diaframma. Fonte: The Rubber Company (2018).

### 1.7 Ruote e rotaie, teoria del contatto hertziano

Le ruote vengono progettate in maniera tale da trasferire sulla rotaia la spinta dell'acqua e disposte in modo da avere un'equa ripartizione delle azioni. Vengono fissate alle fiancate laterali delle paratoie tramite perni e boccole, il loro movimento avviene su una rotaia ancorata al calcestruzzo che compone la briglia di supporto della paratoia.

Particolare attenzione si deve porre sulle forze di interazione tra ruota e rotaia, problematica affrontata in molte applicazioni dell'ingegneria meccanica.

I contatti tra i vari organi di macchine determinano degli sforzi che si trasmettono sulle superfici esterne adiacenti alle zone di contatto (Timoshenko, 1940; Brutti, 2016). Il calcolo di questi sforzi introduce un problema di non linearità geometrica. In generale le superfici a contatto non hanno la stessa forma e quindi il contatto, idealmente, inizia su un punto o su una linea. Per effetto della deformazione elastica dovuta al carico che preme un corpo sull'altro, la superficie effettiva ha una dimensione finita (non più solo un punto o una linea) che dipende dalle caratteristiche elastiche dei materiali (moduli di Young) e dalle curvature dei corpi a contatto.

Nel 1882 H. R. Hertz riuscì a dare una soluzione analitica studiando la sua teoria grazie allo studio di aberrazioni ottiche di lenti sferiche premute tra loro. Ciò ha permesso di ottenere varie soluzioni in grado di determinare le forze di contatto tra differenti superfici (contatto tra sfere, tra solidi cilindrici, tra sfera/cilindro e un corpo piano).

La teoria di Hertz si basa sulle seguenti ipotesi:

- solidi elastici, omogenei e isotropi;
- superfici lisce;
- tensioni tangenziali nulle (assenza di attrito);

- raggi di curvatura elevati rispetto alle superfici di contatto;

Nonostante i limiti imposti dalle ipotesi, la teoria hertziana dei contatti privi di attrito è usata in vari ambiti delle costruzioni di macchine: ruote dentate, cuscinetti e nei contatti tra ruote e rotaie.

### 1.8 Fabbricazione e carpenteria metallica

La fabbricazione delle paratoie si basa fundamentalmente su una serie di passi che vanno dal disegno progettuale ai processi di fornitura del materiale alle operazioni di taglio delle lamiere e saldatura. Successivamente vengono svolte ulteriori procedure atte a garantire efficienza e affidabilità: pre-assemblaggio, per valutare l'effettiva montabilità delle componenti in cantiere; trattamenti superficiali anti corrosivi. In contemporanea viene svolta una costante ispezione per valutare se ogni fase processuale è eseguita in maniera corretta per rendere il prodotto di qualità e il più efficiente possibile.



Figura 16: Realizzazione di una paratoia in stabilimento. Fonte: Bianco SRL (2018).

### 1.9 Trasporto e posa in opera

Anche il trasporto richiede una programmazione accurata. Si devono valutare la presenza o meno di strade accessibili per gli autocarri e bilici e ottimizzare l'organizzazione degli spazi disponibili per il trasporto dei vari elementi, così che nessun componente subisca alcun danno.

La posa in opera generalmente segue questa tipologia di iter:

1. Posa e ancoraggio dell'intelaiatura e del gargame all'opera civile, con conseguente getto di seconda fase per inglobare l'intelaiatura al calcestruzzo;
2. Assemblaggio e installazione della paratoia;
3. Installazione dei sistemi di manovra.

A seguito dell'assemblaggio, si eseguono alcuni test sulle paratoie e sugli organi di sollevamento in modo da valutare se il sistema rispetta i requisiti prestazionali per la sicurezza.

## Capitolo 2 - Riferimenti normativi

Nell'ambito della progettazione strutturale delle paratoie per sistemi di ritenuta si possono riscontrare diverse normative, sia all'interno del panorama nazionale che in quello internazionale, che forniscono alcune delucidazioni su quali siano i criteri e gli approcci da utilizzare.

Al momento della stesura della tesi la normativa di riferimento in materia di progettazione e costruzione degli sbarramenti di ritenuta è il Decreto Ministeriale del 26 Giugno 2014 *Norme tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta (dighe e traverse)*.

In ambito internazionale si può contare su numerosi di documenti che danno indicazioni e riferimenti specifici nei confronti della progettazione delle paratoie per strutture di ritenuta e in opere accessorie. Fra esse si menzionano: la normativa tedesca DIN 19704 *Stahlwasserbauten*; il documento tecnico ETL-1110-2-584 *Design of hydraulic steel gates*, redatto dall'USACE (United States Army Corps of Engineers); la normativa giapponese in materia di paratoie e condotte forzate, ossia le *Technical standards for gates and penstocks* redatte dalla Japanese Hydraulic Gates & Penstocks Association. I contenuti di queste normative denotano molti punti in comune, delineando chiaramente quali siano i criteri base per la progettazione di queste particolari strutture.

Ulteriori documentazioni che vengono a supporto della progettazione, costruzione e gestione di dighe e opere accessorie sono i bollettini (Bulletin), redatti dall'International Commission on Large Dams (abbreviata in ICOLD), che pongono l'attenzione su tutti gli aspetti e le problematiche annesse alle dighe. In Italia l'istituzione è rappresentata dal Comitato Nazionale per le Grandi Dighe (anche abbreviato in ITCOLD), anch'essa fonte di documentazioni di sussidio su temi progettuali e costruttivi.

### 2.1 D.M. 26/06/2014: *Norme tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta*

La normativa italiana in materia di dighe, redatta dal Ministero delle Infrastrutture e Trasporti nel Giugno del 2014, espone in linea generale i criteri progettuali per gli sbarramenti di ritenuta. Per quanto concerne la valutazione delle azioni di progetto sia allo Stato Limite Ultimo sia allo Stato Limite Esercizio si prendono come riferimento, ovviamente, le prescrizioni imposte dalla normativa tecnica per le costruzioni del 2008, aggiornata al 2018. Il Decreto del 2014 aggiorna e sostituisce il Decreto Ministeriale del 24 Marzo 1982, *Norme tecniche per la progettazione e la costruzione delle dighe di sbarramento*.

Nei capitoli A e B vengono poste alcune generalità e disposizioni da adottare in materia di progettazione di dighe, le classificazioni e le definizioni delle varie parti che compongono la diga. In particolare le paratoie possono essere classificate come opere accessorie, poiché trattasi di una struttura direttamente collegata alla sicurezza e alla funzionalità degli impianti di ritenuta.

Nel capitolo C si esplicano le considerazioni e gli approcci inerenti alle valutazioni delle portate di progetto, disposizioni da esercitare nei confronti degli scarichi, stati limite e azioni. Per gli scarichi viene richiesta una progettazione mirata a garantire la funzionalità durante tutta la vita utile della diga, verificandoli anche nel caso di azioni sismiche.

Gli Stati Limite vengono dettati in riferimento alle seguenti condizioni caratteristiche:

- normale funzionamento;
- danni riparabili, senza rilascio incontrollato d'acqua;
- danni non riparabili, senza rilascio incontrollato di acqua;
- danni che determinano il rilascio incontrollato di acqua, o comunque rischio di perdite;
- collasso della struttura.

Il passaggio e/o il raggiungimento da una condizione caratteristica a un'altra determina quindi la definizione di quattro Stati Limite: Stato Limite di Operatività, SLO, e Stato Limite di Danno, SLD, che sono di esercizio; Stato Limite di salvaguardia della Vita, SLV, e Stato Limite di Collasso, SLC, che sono ultimi.

Ovviamente in assenza di azioni sismiche si tiene in considerazione un solo stato limite di esercizio (SLE) che corrisponde allo SLD e un solo stato limite ultimo (SLU), corrispondente allo SLV. Lo SLO può essere omesso anche in presenza di azioni sismiche per dighe non strategiche. Ogni parte e componente della diga deve essere valutata nel riguardo di ogni stato limite per fini di sicurezza. Le situazioni da prendere in considerazione, nell'ambito che concerne questa trattazione, sono nei confronti di rottura o danni di opere accessorie che possono causare un impedimento del deflusso controllato dell'acqua dal serbatoio. Gli stati limite di esercizio vengono prefissati in fase di progetto, imponendo limiti ammissibili di tensioni e spostamenti in funzione del raggiungimento di un certo tipo di prestazione da parte dell'opera, ovviamente considerando gli effetti reversibili e non di un'anomalia del funzionamento di sistemi di scarico e controllo.

Nei paragrafi C.7 e C.8 vengono stilate le varie azioni da considerare nel progetto, con le relative combinazioni agli Stati Limite. Si rimanda la trattazione specifica inerente alla valutazione delle azioni e agli stati limite nel Capitolo 5.

Nei capitoli D, E ed F della normativa vengono espone tutte le caratteristiche generali, criteri di analisi e verifica, materiali e particolari costruttivi riguardo alle dighe in calcestruzzo e in terra, e per le traverse fluviali.

Il capitolo H tratta indicazioni nei confronti di dighe esistenti, oltre a fornire considerazioni sulle metodologie di analisi e prescrizioni costruttive; si evidenzia anche la valutazione della sicurezza idraulica. La norma stabilisce che le opere complementari e accessorie delle dighe (come appunto organi di scarico, presa e intercettazione) sono da considerare all'interno della rivalutazione sismica in maniera da individuare quali siano le componenti critiche. Si delinea la necessità di valutare se il mancato funzionamento, i danneggiamenti o le rotture di queste componenti inducano alla perdita del controllo dell'invaso. L'operatività degli scarichi di superficie e profondi dev'essere assolutamente garantita.

All'interno del testo del D.M. non vengono fornite alcun tipo di indicazioni e/o criteri specifici sull'analisi e il progetto delle paratoie e sulle sue componenti.

## 2.2 DIN 19704: *Stahlwasserbauten*

La normativa tedesca DIN 19704 è redatta dal Deutsche Institut Normburg e tratta tutte le tematiche legate alla progettazione di paratoie per dighe e traverse (Deutsche Institut Normburg - DIN, 1976 e 1998). Assieme alla normativa americana, è un punto di riferimento in ambito professionale. Molti progettisti infatti, anche su richiesta dei committenti stessi, applicano la suddetta normativa per il calcolo e il dimensionamento non solo strutturale, ma anche elettro-meccanico grazie alle versioni aggiornate. La versione del 1976 fornisce indicazioni generali sui criteri di progetto e calcolo delle componenti strutturali (ad esempio gli spessori di travi e mantello) e sulla valutazione delle forze di manovra, nonché dei suoi dispositivi. Il tutto basandosi sul metodo di calcolo alle tensioni ammissibili.

Nelle versioni aggiornate, in allineamento agli Eurocodici, il calcolo si basa sul metodo agli Stati Limite, con l'applicazione dei coefficienti di sicurezza di azioni e resistenze. Inoltre, le versioni aggiornate (dal 1998) vengono suddivise in tre parti: la prima parte, come la versione del 1976, si basa sull'esposizione di criteri per la progettazione strutturale; la seconda fornisce dettagli sulle componenti meccaniche e anche le prescrizioni per la costruzione e la posa in opera; la terza parte tratta nel dettaglio tutte le specifiche inerenti alle componenti elettriche presenti negli impianti. Sulla prima parte si faranno ulteriori cenni.

I primi tre capitoli si articolano nell'esposizione di scopi, generalità e ambiti di applicazione della normativa.

Nei capitoli 4 e 5 si riscontrano tutte le indicazioni sui materiali, sui valori caratteristici di riferimento, e i valori alla base del calcolo delle azioni sulle paratoie. Il capitolo 6 si pone invece l'obiettivo di esporre i valori caratteristici per la valutazione degli attriti, ciò è indispensabile per le verifiche sulle forze di manovra.

Il capitolo 7 dà le indicazioni necessarie per l'analisi delle strutture in acciaio. L'ipotesi base è quella di considerare l'acciaio che compone le paratoie con un comportamento di tipo perfettamente elastico,

pertanto anche l'approccio di analisi sia nei delle azioni che delle resistenze viene effettuato con il metodo elastico-elastico. Vengono elencati i coefficienti da applicare alle azioni per le verifiche agli Stati Limite Ultimo e Stato Limite di Esercizio. Successivamente vengono fornite le indicazioni progettuali per il dimensionamento delle componenti strutturali e delle rotaie.

Nel capitolo 8 vengono esplicate le direttive per il calcolo e le verifiche delle forze di manovra, nel capitolo 9 vengono mostrati i criteri per la progettazione dei macchinari e degli impianti.

Nell'ultimo capitolo vengono preposte le disposizioni per la progettazione delle componenti non strutturali speciali, come ruote, perni, boccole, cilindri per il sollevamento.

### **2.3 ETL 1110-2-584: *Design of hydraulic steel structures***

La normativa americana per la progettazione di strutture idrauliche in acciaio si pone come uno dei riferimenti più completi, oltre alla normativa tedesca, per la progettazione delle paratoie. L'ente che si è occupato della redazione di questa normativa è lo USACE (United States Army Corps of Engineers). La versione più recente è relativa all'anno 2014 ed è il documento tecnico ETL 1110-2-584 *Design of Hydraulic Steel Structures*.

In questo testo vengono presentati gli ambiti applicativi non solo in maniera generale ma anche ponendo maggiore dettaglio sull'esposizione di tutti i tipi di paratoie e delle loro caratteristiche. Qui vengono poste le basi per il calcolo, grazie all'ausilio di richiami a esempi reali.

L'ipotesi alla base della progettazione è esplicita nel capitolo 2. In linea con le normative strutturali più recenti si applica il metodo di calcolo agli Stati Limite. Si distinguono fondamentalmente tre Stati Limite: Strength State Limit, riconducibile allo SLU; Service Limit State, riconducibile allo Stato Limite di Esercizio; Fatigue Limit State (Stato Limite di Fatica). Vengono inoltre riportate le prescrizioni per le attività di ispezione, manutenzione, fabbricazione e montaggio degli impianti.

Nel capitolo 3 si segue la falsa riga del precedente capitolo ma fornendo tutti i dettagli di base per la progettazione e analisi. Sono date le definizioni di tutte le tipologie di carico riscontrabili che possono agire sulle strutture.

Nel capitolo 4 vi sono le indicazioni per il progetto nei confronti della fatica e dell'analisi della frattura. Successivamente, nel quinto capitolo, vengono poste le prescrizioni sulle connessioni, fornendo i criteri prestazionali che esse devono garantire.

Negli ultimi due capitoli (cap. 6 e 7) vengono mostrate le istruzioni per il montaggio, in riferimento ad attività di controllo qualità.

Nelle appendici compaiono nel dettaglio tutte le informazioni relative ai vari tipi di paratoie esistenti. Vengono richiamati i carichi, le combinazioni di carico con relativi coefficienti da applicare. Inoltre sono stilati consigli su come eseguire le analisi strutturali e sulla progettazione esecutiva delle parti strutturali e degli impianti.

In questa trattazione si cita in particolare l'Appendice E che si occupa dell'approfondimento di tutte le tematiche sulle paratoie piane. A sua volta l'Appendice si suddivide in sotto capitoli che si occupano delle paratoie piane in ogni loro ambito applicativo: scarichi di superficie, scarichi di fondo, condotte forzate, sbarramento di canali. Ovviamente differenti contesti di applicazione implicano differenti considerazioni da tenere in conto sia nell'ambito della definizione che della combinazione delle azioni. Vengono poste inoltre indicazioni sulla manovra e i suoi dispositivi correlati, sulle guarnizioni e sugli elementi posti a supporto delle paratoie.

### **2.4 *Technical standards for gates and penstocks***

La normativa giapponese in materia di condotte forzate e paratoie è stata redatta nel 1986, dopo una prima edizione del 1971, dall'ente Japanese Hydraulic Gates and Penstocks Association. Proprio come le normative tedesche e americane, si vanno a trattare in maniera completa e dettagliata tutte le tematiche legate all'ambito della progettazione e manutenzione delle paratoie.

Tralasciando quanto scritto nei capitoli 1, 3 e 4, che trattano argomenti fuorvianti a questa trattazione, ci si sofferma su quanto invece viene riportato nel capitolo 2.

La prima sezione del capitolo 2 fornisce un quadro generale sulla definizione delle paratoie e delle varie componenti che interagiscono assieme a esse. Si elencano pertanto tutte le tipologie esistenti di paratoie negli impianti idroelettrici.

La sezione 2 indica le prescrizioni da attribuire alla progettazione strutturale: in linea con la normativa la DIN 19704 del 1976, si segue il metodo di calcolo alle tensioni ammissibili. Sono forniti i criteri per il predimensionamento, classificazione e definizione dei carichi, criteri per l'analisi delle parti strutturali (mantello, fiancate, travi). In aggiunta a considerazioni puramente strutturali, si forniscono misure prescrittive nei confronti delle verifiche degli organi di manovra e delle parti meccaniche annesse a essi. Nella Sezione 3 si vanno ad approfondire ulteriormente le specifiche progettuali attribuite per ogni tipologia di paratoia: verticali, a settore, a ventola, paratoie sottoposte ad alte pressioni, valvole e griglie. Facendo riferimento a quanto scritto nei paragrafi legati alle paratoie verticali, si forniscono i principi alla base delle verifiche di ruote e rotaie.

Le sezioni che vanno dalla 4 alla 7 trattano le prescrizioni inerenti a fabbricazione, trasporto e posa in opera, manutenzione e ispezione.

## 2.5 Linee guida ICOLD e ITCOLD

### 2.5.1 Bulletin 123: *Seismic design and evaluation of structure appurtenant to dams*

Il documento si propone come linea guida per la progettazione sismica, sia in chiave di analisi che di valutazione della sicurezza, per le opere accessorie delle dighe, nuove ed esistenti (ICOLD, 2004).

Si esplica che il fattore più importante, per queste opere, nella progettazione sismo-resistente è garantire la sicurezza nei confronti di anomalie o perdite incontrollate d'acqua.

In riferimento al Bulletin 148 *Selecting seismic parameters for large dams* (revisione del 2010 del Bulletin 72) si definiscono sostanzialmente le seguenti tipologie di livelli sismici:

- Maximum Credible Earthquake (MCE): è la più alta intensità sismica ragionevolmente riscontrabile che è possibile riconoscere all'interno di una certa zona tettonica. Lo scuotimento associabile a questo tipo di evento viene generalmente valutato mediante un approccio deterministico, dove vengono presi in conto tutti gli scenari di terremoto possibili per ogni faglia e zona tettonica. Se ciò non è possibile, si ricorre a un approccio di tipo probabilistico collegando l'evento sismico a un periodo di ritorno di 10'000 anni.
- Safety Evaluation Earthquake (SEE), ossia il massimo livello sismico per cui un'opera di ritenuta o una diga dev'essere progettata o analizzata. Nel caso di opere correlate ad alti rischi nei confronti della popolazione questi scuotimenti vengono associati a eventi generati con approcci probabilistici o deterministici allo stesso livello del MCE. Si chiede comunque, a seguito di un evento di tipo SEE, non ci sia il rilascio incontrollato d'acqua.
- Operating Basis Earthquake, si tratta del livello sismico per cui si può accettare un danno minore. Le opere accessorie o le dighe mantengono comunque la loro funzionalità e il danno generato è riparabile. L'OBE è determinabile mediante un'analisi economica dei rischi, ma non sempre si può applicare. In generale si adotta un periodo di ritorno minimo di 145 anni.

Ulteriori considerazioni sono necessarie nel caso in cui il danneggiamento di un dato componente possa determinare o meno delle criticità nei confronti dell'operabilità e della performance di una certa opera. Si distinguono queste componenti in:

- opere critiche: la loro rottura causata dal sisma implica la perdita di funzionalità o il danno che conducono al guasto della diga o di opere accessorie importanti. Ciò implica il rilascio incontrollato d'acqua dal serbatoio, nonché elevate situazioni di rischio a valle. La progettazione di tali componenti va eseguita considerando l'SEE;

- opere non critiche: opere la cui rottura non determina una situazione di guasto per tutto il sistema. La progettazione può essere eseguita prevedendo una struttura resistente all'OBE.

Le opere accessorie dovrebbero essere progettate in accordo alle normative sismiche vigenti applicabili per edifici e altri tipi di strutture (in Italia si deve fare riferimento alla Normativa tecnica del 2018). Pertanto il terremoto di progetto specifico per un dato sito dovrebbe avere un periodo di ritorno come specificato nelle normative tecniche. Per strutture che denotano alte criticità per la sicurezza della diga, si raccomanda comunque una progettazione considerando l'evento SEE.

Ulteriori informazioni riguardano gli aspetti progettuali delle paratoie in differenti contesti applicativi.

Per le paratoie di opere di presa vanno considerati i comportamenti tra le varie interfacce tra fondazione o supporto e opere meccaniche ed elettriche. La funzionalità di queste ultime è fortemente influenzata da eventuali spostamenti differenziali causati da un moto sismico. Le paratoie non devono subire anomalie a causa di movimenti delle guide, dei muri di supporto e per via del movimento tra sistemi operativi e opera di supporto di essi.

Le paratoie posizionate in condotte forzate e gallerie di derivazione richiedono l'utilizzo di sistemi di controllo automatici delle chiusure, attivabili quando si raggiungono prescritti spostamenti. Si interrompe quindi il flusso dell'acqua in modo sicuro, prevenendo effetti che sarebbero disastrosi.

Le opere di scarico, essendo elementi critici poiché dispongono di organi di intercettazione che devono regolare le pressioni da monte a valle (ad esempio le valvole) dovrebbero essere progettate in maniera tale da incorporare sistemi di controllo ridondanti: paratoie o valvole di guardia per garantire la sicurezza della valvola di controllo.

### 2.5.2 ITCOLD: *Verifica sismica delle dighe*

La documentazione redatta dal comitato ITCOLD nel 1998 segue la falsa riga di quanto è stato esplicito nel Bullettin 123, in riferimento alle definizioni delle azioni sismiche di progetto e dei tipi di approcci da utilizzare nell'analisi delle dighe (ITCOLD, 1998).

Si vogliono comunque evidenziare alcune considerazioni importanti sulle opere accessorie, dove si delinea una necessità di proteggersi da fenomeni di avaria che possono pregiudicare la sicurezza dell'opera principale:

- impedimento della manovra di apertura e/o chiusura, riscontrabile nelle paratoie piane;
- apertura e/o chiusura incontrollata, riscontrabile invece nelle paratoie a settore e a ventola.

## Capitolo 3 – Cenni sulle centrali idroelettriche

Nel presente capitolo si espongono alcuni principi di fondamento sul funzionamento degli impianti idroelettrici. Ci si soffermerà maggiormente sugli impianti fluviali e sulle loro opere di ritenuta (le traverse), poiché corrispondono al caso studio della presente trattazione. Si tralasciano pertanto le informazioni al dettaglio riguardo ad altre tipologie, schemi di impianti, opere non inerenti al caso studio oggetto di indagine.

Gli impianti idroelettrici attuali sfruttano l'energia potenziale meccanica contenuta in una portata d'acqua che si trova disponibile ad una certa quota rispetto al livello in cui sono posizionate le turbine. La potenza di un impianto idraulico dipende quindi da due fattori: il salto, ossia il dislivello esistente fra la quota a cui è disponibile la risorsa idrica e il livello a cui la stessa viene restituita dopo il passaggio attraverso la turbina, e la portata che è la massa d'acqua che fluisce attraverso la macchina (Belli, 2009)

Il principio di funzionamento delle centrali idroelettriche si fonda sul teorema di Bernoulli, una delle leggi fondamentali dell'idraulica, poiché il significato energetico del teorema è strettamente collegato al concetto di potenza e a ciò si fa riferimento nel Paragrafo 3.1 (Citrini, 1987).

Le opere che compongono un impianto idroelettrico svolgono in linea generale i seguenti compiti:

- modificare il deflusso naturale delle acque di un fiume o di un torrente allo scopo di deviarlo per un certo tratto su un nuovo percorso al termine del quale si trova concentrato tutto il salto;
- utilizzare il salto per azionare un motore idraulico con relativo generatore elettrico;
- scaricare la portata utilizzata nell'alveo dello stesso corso d'acqua a valle del punto di presa oppure nell'alveo di un altro corso d'acqua.

Gli impianti idroelettrici sono classificati in relazione alla derivazione idraulica che li alimenta. Essi si distinguono in:

- impianti ad acqua fluente: impianti sprovvisti di serbatoio di regolazione delle portate dell'acqua utilizzata. La loro producibilità varia da una settimana all'altra, da un mese all'altro, in relazione ai deflussi disponibili.
- impianti a serbatoio (Figura 17): impianti muniti di un serbatoio che consente di regolare in maggiore o minore misura la produzione della centrale in relazione alle esigenze del carico. In genere questa tipologia di impianto presenta come opera di ritenuta la diga, con annesse ulteriori opere accessorie (ad esempio opere di presa, scarichi di fondo, sfioratori per lo scarico di superficie).

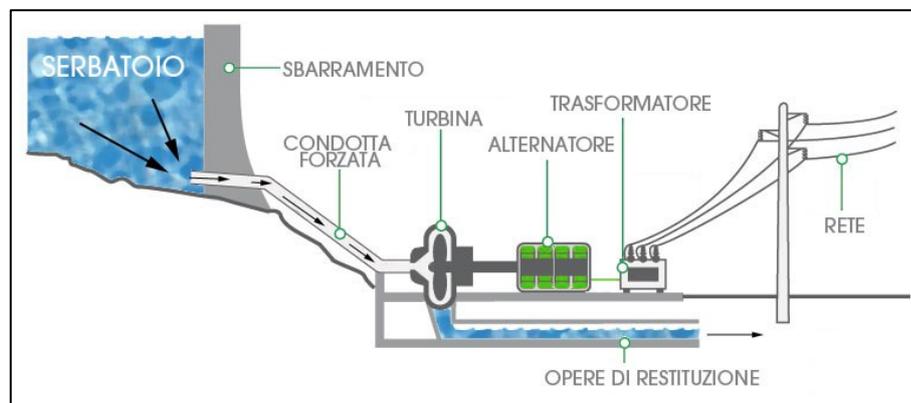


Figura 17: Schema tipico di un impianto idroelettrico a serbatoio.

### 3.1 Teorema di Bernoulli e potenza di una corrente in pressione

Il teorema afferma che per un liquido perfetto in regime permanente la somma dell'energia di posizione, dell'energia di pressione e dell'energia cinetica rimane costante in ogni punto di un medesimo filetto di fluido.

Il trinomio a primo membro dell'Equazione 3.1

$$h + \frac{p}{\gamma} + \frac{v^2}{2g} = \text{cost.} \quad (3.1)$$

rappresenta l'energia che l'unità di peso del liquido in moto possiede in un punto a quota  $h$ , a velocità  $v$  e pressione  $p$ .

Dato un piano orizzontale di riferimento e osservando una sezione della corrente, si ha che:

- il luogo dei punti in ordinata  $h$  è la traiettoria della particella di fluido;
- il luogo dei punti di ordinata  $h + p/\gamma$  è la linea piezometrica;
- il luogo dei punti di ordinata  $h + p/\gamma + v^2/2g$  è la retta dei carichi idraulici totali.

I tre termini sono espressi come lunghezze, facendo riferimento all'unità di peso del liquido e al suo peso specifico  $\gamma$ .

In un filetto elementare di sezione  $d\sigma$ , normale alla direzione del moto, l'energia per unità di tempo trasportata dalla corrente in moto è data da:

$$dP = \left( h + \frac{p}{\gamma} + \frac{v^2}{2g} \right) \gamma v d\sigma \quad (3.2)$$

Dove  $v \cdot d\sigma = dq$  è la portata istantanea del filetto di liquido.

Se si va poi a considerare la corrente nel suo insieme di sezione trasversale normale  $\sigma_1$  e velocità  $v$  costante in tutti i punti, la potenza di corrente che si ottiene è la seguente:

$$P = \gamma \int_{\sigma_1} \left( h + \frac{p}{\gamma} + \frac{v^2}{2g} \right) v d\sigma = \gamma Q \left( h + \frac{p}{\gamma} + \frac{v^2}{2g} \right) \quad (3.3)$$

Siccome la portata  $Q$  di una corrente permanente è costante, dal teorema di Bernoulli si conclude che la potenza presenta lo stesso valore per tutte le sezioni trasversali della corrente.

In realtà nei fluidi reali, che sono viscosi, la potenza non si manterrà costante lungo il percorso, ma diminuirà nel senso del moto in conseguenza delle azioni dissipatrici di energia, dovute agli attriti interni che ne trasformano una parte in calore.

L'espressione della potenza può essere semplificata, nel caso delle centrali idroelettriche, considerando una sezione in corrispondenza del serbatoio a monte. In tal caso il termine cinetico è trascurabile e il termine  $p/\gamma$  è nullo perché la pressione è quella atmosferica di riferimento.

Se  $H$  è la differenza di quota (denominata salto) tra il serbatoio a monte e la turbina, assunta come piano di riferimento, la potenza teorica disponibile sarà:

$$P = \gamma Q H \quad (3.4)$$

Misurando la portata in  $m^3/s$  e il salto in metri, poiché la densità dell'acqua vale  $1000 \text{ kg/m}^3$ , la potenza in kW sarà data da:

$$P[kW] = 9,81 \cdot Q[m^3/s] \cdot H[m] \quad (3.5)$$

### 3.2 Tipologie di sbarramenti di ritenuta

Come già detto nel Capitolo 2, la progettazione degli sbarramenti in Italia è disciplinata dalla Normativa Tecnica relativa al Decreto Ministeriale del 2014.

Si possono classificare nelle seguenti tipologie (paragrafo B.2, D.M. 26/06/2014):

- Traverse fluviali;
  - Fisse;
    1. in muratura;
    2. in terra;
    3. in calcestruzzo;
  - Mobili;
    1. piane;
    2. a settore;
    3. cilindriche;
    4. a ventola.
- Dighe;
  - in materiali sciolti;
    1. in terra;
    2. a scogliera;
    3. in muratura secco;
  - in muratura o calcestruzzo;
    1. a gravità;
      - a. massiccia;
      - b. alleggerita;
    2. a volta;
      - a. ad arco;
      - b. ad arco-gravità;
      - c. a cupola.

#### 3.2.1 Le dighe in calcestruzzo

Come accennato nel paragrafo precedente, le dighe in calcestruzzo possono distinguersi in base alla morfologia e alla funzione statica in due tipi: a gravità e a volta (Evangelisti, 1982).

Le dighe a gravità, come già si evince dal nome, resistono alle forze esterne esclusivamente attraverso il peso proprio. Le dighe ordinarie, o a gravità massiccia (Figura 18), dispongono di un asse planimetrico o a debole curvatura e sezioni orizzontali piene divise in conci. Le dighe a gravità alleggerite sono composte da una successione di elementi indipendenti, chiamati speroni, pieni o cavi, a reciproco contatto lungo il paramento di monte e con superfici laterali distanziate nel tratto intermedio.

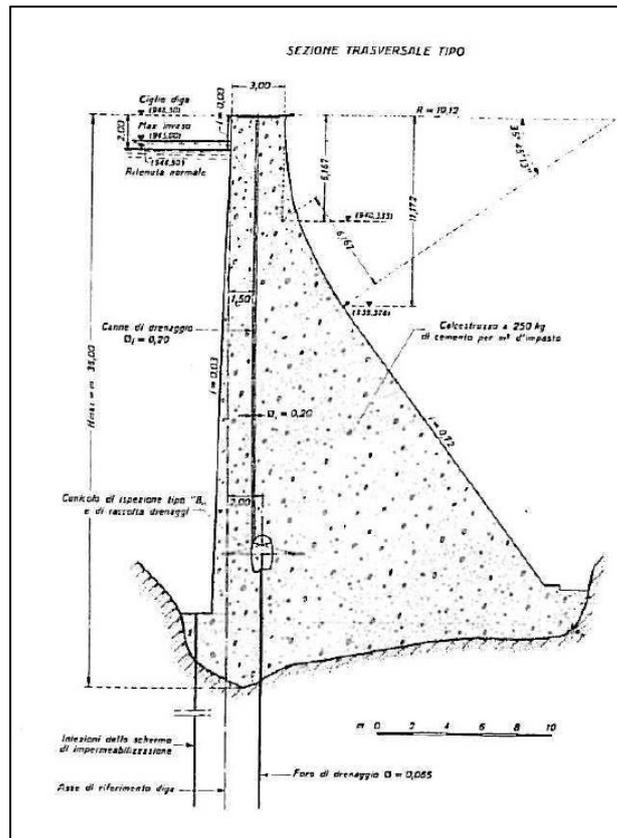


Figura 18: Sezione trasversale della diga a gravità massiccia del Lago Delio. Fonte: ANIDEL (1951-1961).

Le dighe a volta hanno una struttura arcuata impostata nelle pareti rocciose della sezione di sbarramento, direttamente o tramite una struttura di ripartizione chiamata pulvino. Le dighe a volta si suddividono in altri tre sottotipi: ad arco, ad arco-gravità e a cupola.

Le dighe ad arco (Figura 19) resistono alla spinta dell'acqua per effetto della curvatura longitudinale. Nelle dighe ad arco-gravità, alla resistenza concorrono sia l'effetto indotto dalla curvatura che l'effetto del peso proprio, quest'ultimo definito effetto mensola. Le dighe a cupola assumono un comportamento elastico assimilabile a lastre di doppia curvatura.



Figura 19: Diga ad arco del Chiottas, centrale idroelettrica L. Einaudi - Entracque (CN). Fonte: A. Rivelli, Parco Nazionale Alpi Marittime.

### 3.2.2 Le dighe in materiali sciolti

Si tratta di rilevati formati con materiali litici sciolti micro e/o macroclastici (terre o pietrame). Le strutture in terra omogenea (Figura 20a) sono costituite totalmente da terra di permeabilità tale da garantire da sola la tenuta e raggiungono altezze non superiori ai 30 m.

Le dighe in terra e/o pietrame con struttura di ritenuta interna (Figura 20b) sono composte da materiali naturali permeabili e da un nucleo interno di bassa permeabilità. Le strutture in terra e/o pietrame con struttura di ritenuta esterna sono invece costituite da materiali permeabili e da un dispositivo di tenuta a monte, detto manto, in materiale impermeabile.

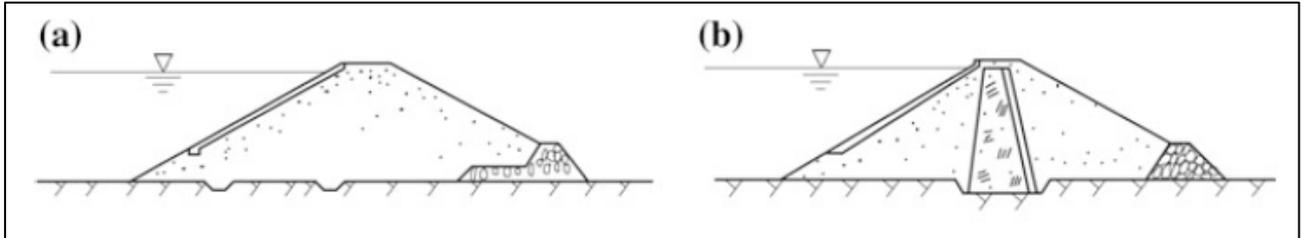


Figura 20: Schemi tipologici dighe in terra omogenea (a) e con nucleo interno (b). Fonte: Chen (2015).

### 3.2.3 Sbarramenti negli impianti idroelettrici fluviali

Gli impianti idroelettrici fluviali (Figura 21) assumono questa denominazione poiché formano un tutt'uno con lo sbarramento e sono ubicati praticamente nello stesso letto del fiume (Belli, 2009).

Le opere indispensabili sono lo sbarramento, del tipo a traversa mobile, e la centrale, che è in generale ubicata ad una delle estremità della traversa, in prossimità della sponda.

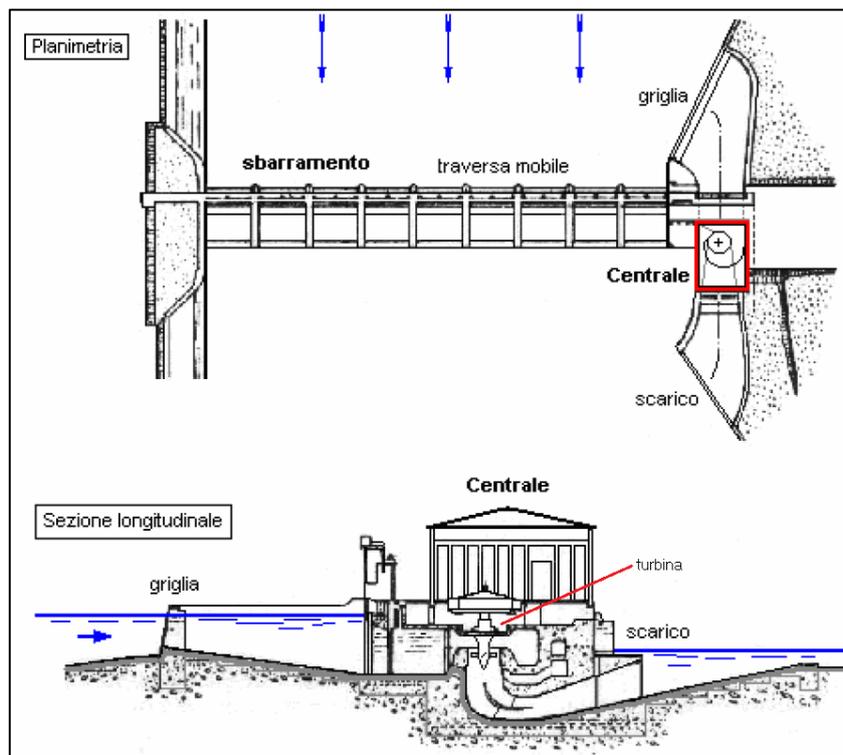


Figura 21: Schema tipico di impianto idroelettrico fluviale. Fonte: Belli (2009).

Le traverse creano un rigurgito a monte, contenuto nell'alveo del corso d'acqua, in modo da poter convogliare l'acqua alle opere di presa e ai canali di derivazione: esse sono il tipico sbarramento degli impianti ad acqua fluente. Devono consentire il libero deflusso dell'acqua eccedente e, in particolare, non presentare ostacoli allo smaltimento delle portate di piena.

Le traverse possono essere fisse o mobili a seconda dell'entità delle portate derivabili, delle portate di piena e della natura dell'alveo. Le traverse fisse possono essere costruite in muratura, in calcestruzzo, in terra e in tanti altri materiali (pietrame, legno); esse hanno un profilo adatto ad essere trascinata dalle portate eccedenti e spesso sono provviste di paratoie sghiaiatrici.

Le traverse mobili constano normalmente di un'opera fissa in muratura o calcestruzzo (soglia e pile di guida) e di organi mobili veri e propri (paratoie) che possono essere di vari tipi, come già accennato in precedenza.

## Capitolo 4 - Il caso studio: la centrale idroelettrica Tanaro Power a Santa Vittoria d'Alba (CN)

La centrale idroelettrica di Santa Vittoria d'Alba (CN) (Figura 22) è stata costruita nel 2014 dall'impresa di costruzioni Bettoni SPA. L'impianto è stato commissionato e tutt'ora gestito dal Gruppo Egea SPA, società multiservizi con sede ad Alba (CN) e operativa nell'ambito energetico e ambientale.

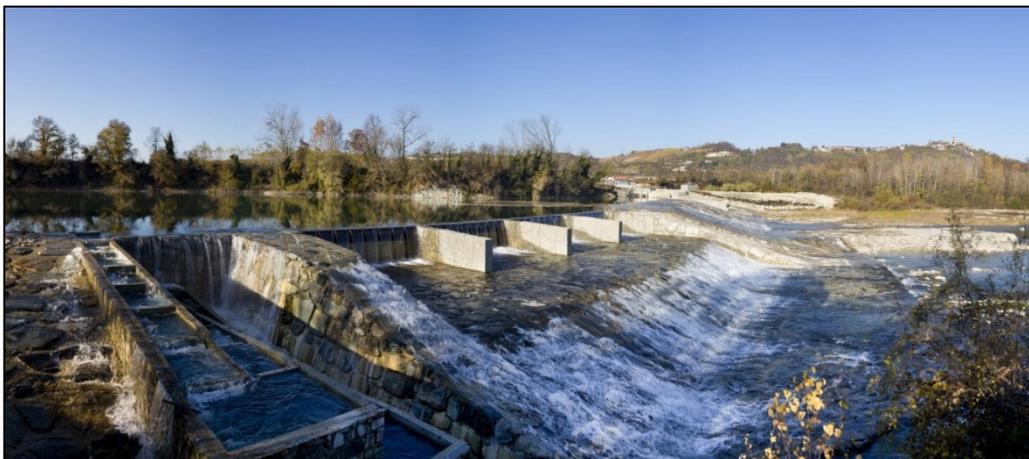


Figura 22: Sbarramento sul fiume Tanaro, Santa Vittoria d'Alba (CN). Fonte: Egea SPA (2014).

La peculiarità dell'impianto idroelettrico sul fiume Tanaro, rispetto alle centrali idroelettriche comuni, è il fatto di essere realizzato all'interno dell'alveo del fiume e che la centrale stessa, assieme al tunnel di accesso, si trova nel letto del fiume



Figura 23: Foto satellitare dello sbarramento sul fiume Tanaro. Fonte: Google Earth (2017).

### 4.1 L'opera civile

La realizzazione della centrale subacquea è stata possibile grazie alla deviazione, mediante realizzazione di argini, del corso d'acqua. Ciò ha permesso di ottenere circa 50000 m<sup>2</sup> di area all'asciutto e isolata dall'acqua. A seguito di ciò è avvenuta la realizzazione delle opere in cemento armato:

1. Tunnel di accesso composto da moduli prefabbricati incastrati a una platea in calcestruzzo lunga 130 m;
2. Struttura della centrale con i getti per i tunnel di scarico, sala macchine e bocche di presa.

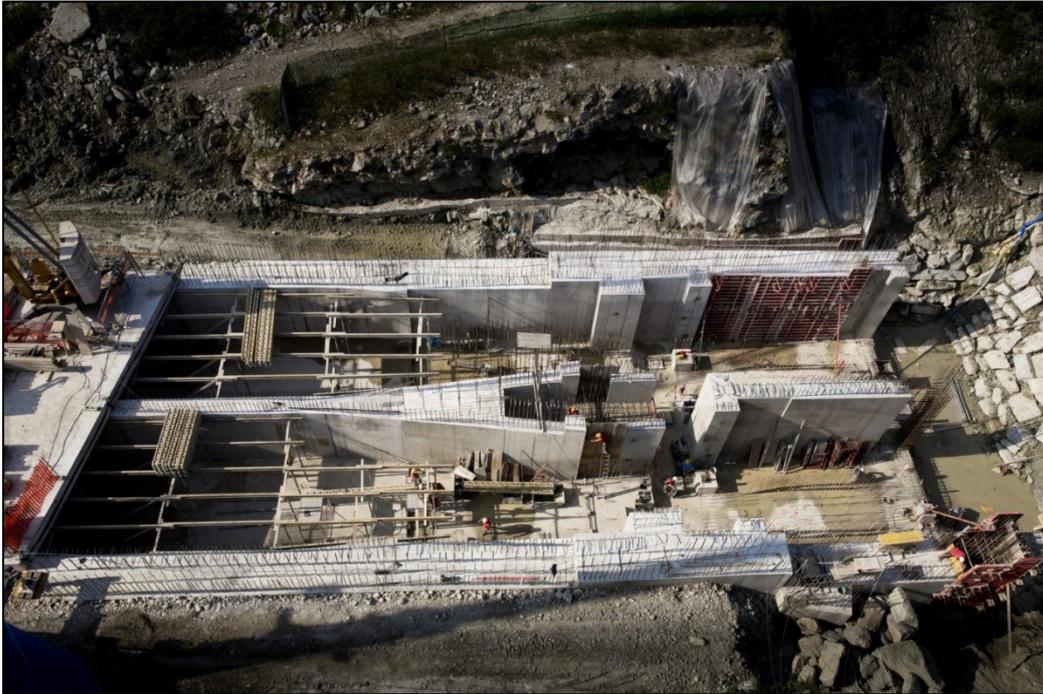


Figura 24: Costruzione della struttura in cemento armato della centrale. Fonte: Bettoni SPA (2014).

Gli anelli di alloggiamento delle turbine, del diametro di 3 m, sono stati posizionati grazie all'ausilio di gru specializzate nella movimentazione di carichi pesanti.

Successivamente ai getti integrativi, sono state eseguite le pose delle turbine e delle paratoie, per terminare con i getti di completamento.

All'interno della centrale sono presenti due turbine Kaplan, eliche ad asse orizzontale, che alimentano due gruppi di produzione ciascuno della potenza di 2 MW, per una potenza totale di 4 MW. Si sfrutta il salto originato dalla traversa che è di circa 5.20 m.

La centrale è in grado di produrre in media 12 GWh di energia all'anno. Questo dato può essere incrementato negli anni più piovosi.

#### 4.2 Le paratoie

Gli organi di intercettazione presenti nella centrale di Santa Vittoria sono due paratoie (Figura 25) di luce 6.70 x 5.40 m. Si tratta di paratoie piane a ruote.



*Figura 25: Paratoie installate nella centrale di Santa Vittoria d'Alba. Fonte: Wet Hydro SRL (2014).*

La struttura (Figura 26) del diaframma si compone di un mantello con dimensioni di 6846 mm in lunghezza e 5140 mm di altezza e ha uno spessore di 12 mm. La piastra è irrigidita da lamiere poste verticalmente con spessore di 10 mm e 12 mm nella zona centrale, a lunghezze variabili e dalle travi orizzontali lunghe 6846 mm.

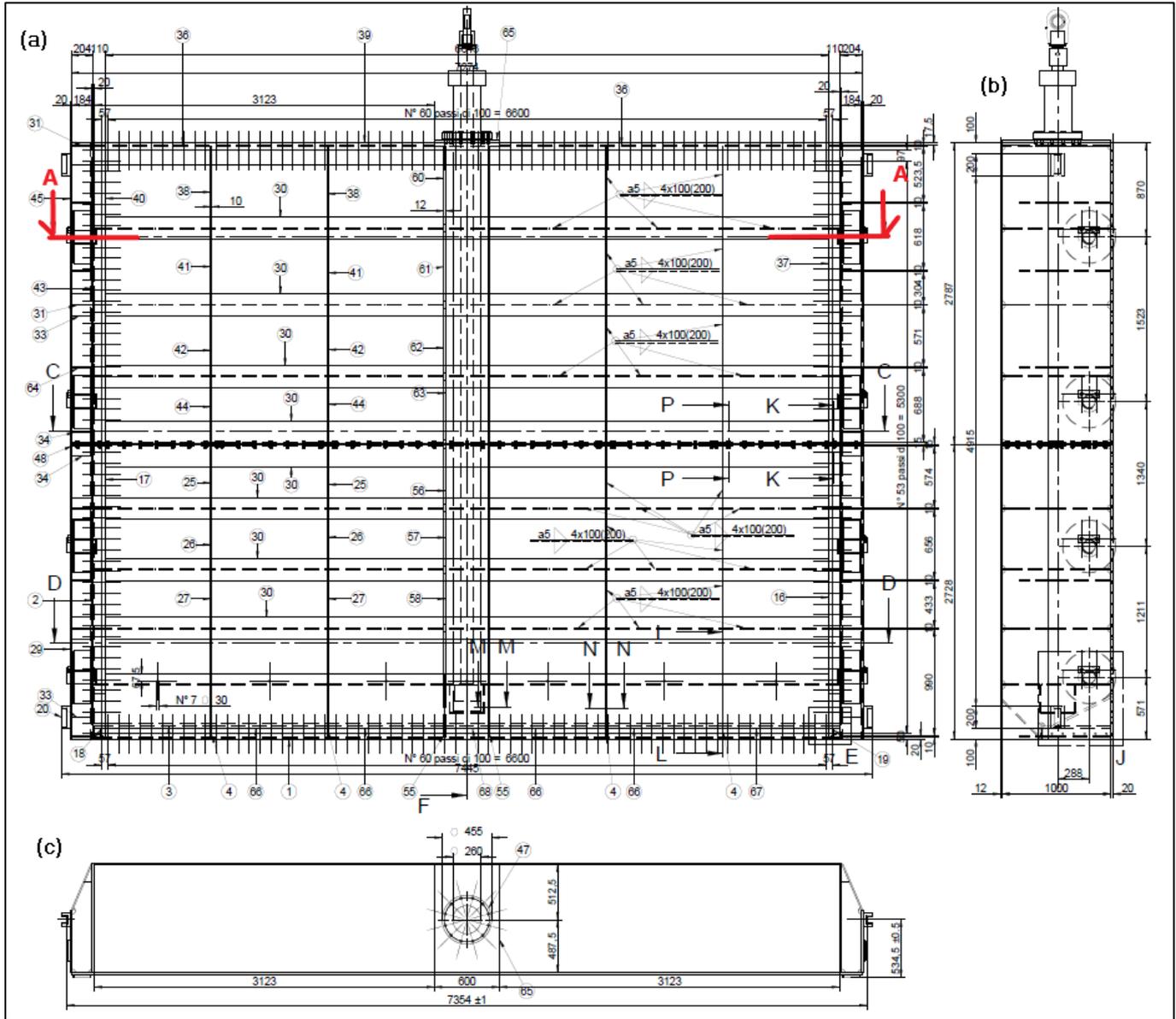


Figura 26: Viste frontale (a), laterale (b) e dall'alto (c), paratoia macchina 6.70 x 5.40 m. Fonte: Bianco SRL.

Le travi orizzontali, come riprodotto in Figura 27, presentano un profilo a doppio T che assieme alla larghezza efficace del mantello formano una sezione a I resistente a flessione e taglio. Le lamiere che compongono l'anima sono spesse 10 mm e alte 1000 mm mentre la flangia presenta dimensioni 200 x 20 mm.

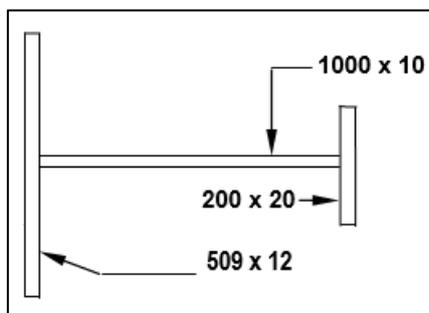


Figura 27: Sezione tipo composta trave-mantello intermedia. Fonte: Bianco SRL.

La trave di soglia presenta un profilo particolare, ciò è dovuto al fatto che si permette così la minimizzazione degli effetti del downpull<sup>3</sup>, come in Figura 28. Come infatti viene sinteticamente spiegato da Erbisti, gli effetti del downpull, sottospinta dovuta alle forze idrodinamiche, sono influenzati da diversi fattori. Tra questi gioca un ruolo importante la geometria dell'estremità inferiore della paratoia: l'estremità inclinata permette di diminuire la forza di downpull all'aumentare dell'angolo di inclinazione. Per questioni di fabbricazione e strutturali non si adottano angoli di inclinazione maggiori a 45°. L'anima è spessa 15 mm, mentre le lamiere che compongono la flangia e il profilo di soglia sono spesse 20 mm.

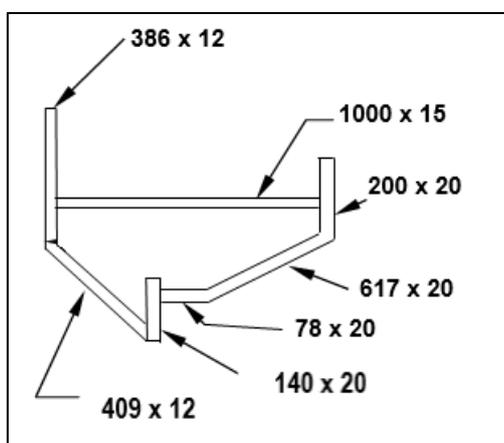


Figura 28: Sezione tipo trave di soglia. Fonte: Bianco SRL.

Le fiancate laterali verticali sono alte 5574 mm e sono formate da lamiere spesse 20 mm distanziate tra di loro di 184 mm in modo da alloggiare la carrelliera. A ridosso delle estremità si trovano gli agganci con le guide laterali dell'intelaiatura di supporto.

Il materiale del diaframma è acciaio al carbonio EN 10025 S275 JR.

All'interno di ogni fiancata (Figura 29) vengono alloggiate quattro ruote di diametro 490 mm e larghezza pari 150 mm, in acciaio 2C40 UNI EN 10083. I supporti di queste ruote sono dei perni di lunghezza 204 mm e diametro pari a 115 mm, in acciaio inossidabile di tipo AISI 420, e una boccola autolubrificante lunga 160 mm e 130/115 mm di diametro, in materiale Fereform T814<sup>4</sup>.

<sup>3</sup> Sottospinta verticale dovuta dalla differenza di pressione che si ha quando la paratoia è in fase di manovra.

<sup>4</sup> Trattasi di materiale composito di fibre intrecciate di resina e PTFE (Teflon). Vengono usate nella produzione di boccole autolubrificanti per le loro caratteristiche di resistenza e durabilità.



La progettazione è stata eseguita in riferimento alla normativa tedesca DIN 19074 del 1976, adottando quindi un metodo di calcolo alle tensioni ammissibili, sia per la struttura principale che per la verifica nei confronti delle forze di manovra.

I criteri per il dimensionamento delle componenti della struttura principale sono pressoché i medesimi di quelli esposti nel Paragrafo 1.2.1, partendo dal presupposto che la paratoia è strutturata in modo tale che le spinte dovute al battente idraulico agenti sul mantello siano trasmesse da questo e dalle nervature verticali alle travi principali orizzontali. L'insieme di queste sostiene il carico idraulico scaricandolo sulle fiancate e di conseguenza sulle ruote.

La fabbricazione e l'assemblaggio sono stati svolti dalla ditta Bianco SRL di Banchette di Ivrea (TO). Il progettista è l'Ing. Ivano Leandri, Senior Engineer della Wet Hydro SRL di Bubbio (BO).

A commissionare le paratoie è stata la ditta Caraglio SRL di Alba, che si è occupata della parte relativa ai sistemi di controllo di tutta la centrale idroelettrica di Santa Vittoria d'Alba.

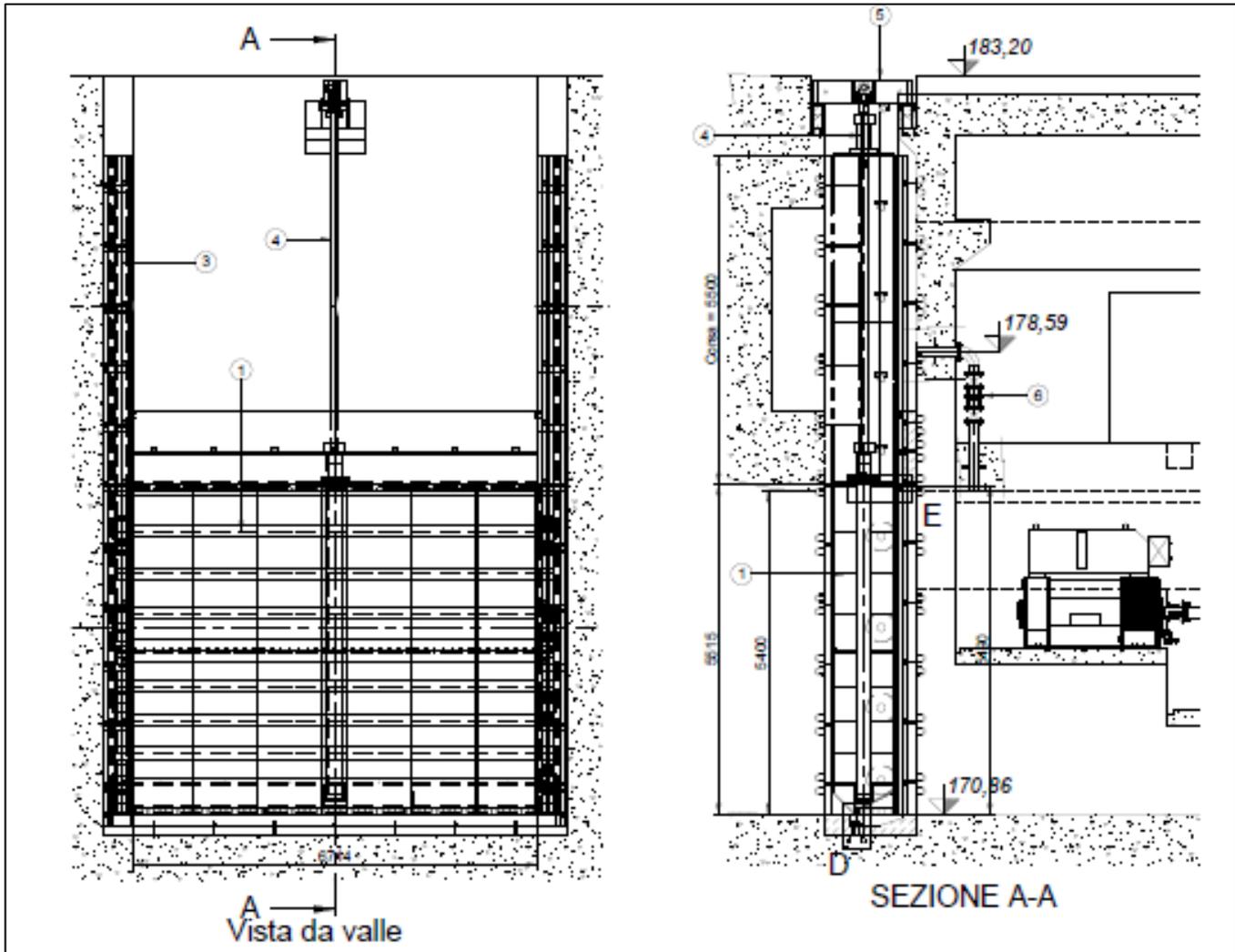


Figura 31: Prospetto e sezione della paratoia innestata nel calcestruzzo. (1) Paratoia; (2) Guarnizione; (3) Intelaiatura; (4) Cilindro; (5) Supporto cilindro; (6) Strumenti di pompaggio: Fonte: Bianco SRL.

## Capitolo 5 - Analisi dei carichi

Nel presente capitolo vengono esaminati i carichi, di natura statica e dinamica, che agiscono sulla paratoia di studio.

### 5.1 Peso proprio

I materiali utilizzati per le varie componenti strutturali (mantello, travi, irrigidimenti, ruote, perni, boccole, fiancate) presentano le seguenti masse volumiche:

- Acciaio S275JR: 7800 kg/m<sup>3</sup>;
- Acciaio tipo 2C40: 7800 kg/m<sup>3</sup>;
- Acciaio inossidabile AISI 420: 7700 kg/m<sup>3</sup>;
- Feroform T814: 1300 kg/m<sup>3</sup>;

Computando volumi e pesi di ogni componente della parte mobile della paratoia (diaframma e carelliera) si ottengono i seguenti risultati in Tabella 3, per un peso totale di 19890 kg.

Tabella 3: Elenco delle componenti della paratoia e relativi pesi.

Componente	Materiale	Massa (kg)	Quantità
Mantello	S275	3390	1
Trave intermedia	S275	772	8
Trave di soglia	S275	2210	1
Fiancate	S275	1870	2
Irrigidimento tipo 1	S275	58	6
Irrigidimento tipo 2	S275	55	6
Irrigidimento tipo 3	S275	51	6
Irrigidimento tipo 4	S275	48	6
Irrigidimento tipo 5	S275	46	6
Irrigidimento tipo 6	S275	43	6
Irrigidimento tipo 7	S275	42	6
Irrigidimento tipo 8	S275	40	6
Irrigidimento di fiancata	S275	10	6
Irrigidimento di soglia	S275	20	6
Ruote	C240	205	8
Boccole	Feroform T814	4	8
Perni	AISI 420	21	8

Tenendo in conto delle ulteriori componenti (piatti, lamiere, viti e bulloni) necessarie per l'assemblaggio delle paratoie, aggiunte durante la fabbricazione, e il gruppo delle guarnizioni, si ottiene un peso complessivo pari a circa 22000 kg.

Erbisti propone, mediante uno studio statistico fatto su 266 paratoie, alcune espressioni per la determinazione del peso delle paratoie in funzione del parametro dato dal prodotto  $B^2hH$ , dove  $B$  e  $h$  sono rispettivamente la luce e l'altezza del diaframma della paratoia, mentre  $H$  è il battente idraulico rispetto la soglia. Si tratta ovviamente di un metodo che permette di dare una stima provvisoria per agevolare il progetto. La determinazione del peso proprio reale si deve basare solo dopo aver dimensionato e verificato tutte le componenti strutturali della paratoia.

Per le paratoie piane a ruote l'approssimazione del peso è data mediante la seguente espressione:

$$G = 0.735 (B^2hH)^{0.697} \text{ per } B^2hH > 2000 \text{ m}^4 \quad (5.1)$$

$$G = 0.886 (B^2 h H)^{0.654} \text{ per } B^2 h H < 2000 \text{ m}^4 \quad (5.2)$$

dove  $G$  è il peso proprio e va considerato in kN. I parametri  $B$ ,  $h$  e  $H$  vanno invece considerati in metri. Considerando la luce  $B$  pari a 6.70 m, un'altezza  $h$  a 5.40, e un'altezza di battente idraulico considerata pari a 14.43 m, si ottiene che il parametro  $B^2 h H$  vale 3498  $\text{m}^4$ . Data l'Equazione 5.1 il valore ottenuto di  $G$  è pari 216.9 kN, ossia 22113 kg.

## 5.2 Spinta dell'acqua

Il valore massimo di spinta dell'acqua sulla paratoia si ha nella condizione di paratoia chiusa e su di essa preme il massimo battente idraulico (Figura 32).

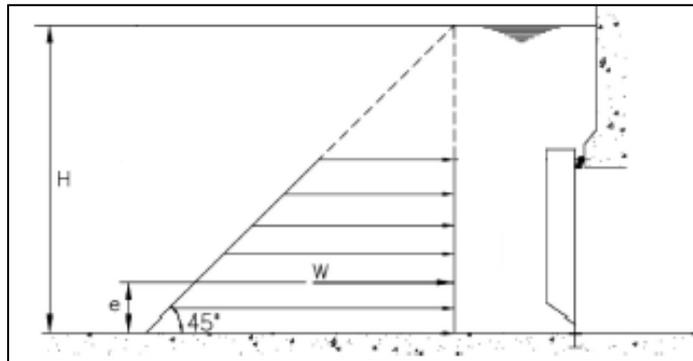


Figura 32: Distribuzione della spinta idrostatica agente su paratoia sommersa. Fonte: Erbisti, 2014.

Per paratoie sommerse, la massima spinta idrostatica è funzione dell'altezza ed è data dalla seguente equazione:

$$W = \gamma B h \left( H - \frac{h}{2} \right) \quad (5.3)$$

dove:

- $\gamma$  è il peso specifico dell'acqua, ossia 9.81 kN/m<sup>3</sup>;
- $B$  è la luce delle guarnizioni laterali;
- $H$  è massimo battente idraulico agente rispetto il livello di soglia;
- $h$  è l'altezza delle guarnizioni nelle estremità inferiore e superiore.

Il diagramma delle pressioni ha un tipico andamento trapezoidale. Nel caso di paratoie non sommerse l'andamento delle pressioni agenti sul mantello è invece triangolare.

La risultante della spinta si trova a un'altezza e dalla soglia data dalla seguente equazione:

$$e = \frac{h}{3} \left( 1 + \frac{H - h}{2H - h} \right) \quad (5.4)$$

Considerando il presente caso studio la spinta con

- $B = 6.70$  m
- $H = 14.43$  m
- $h = 5.40$  m

si ottiene una spinta idrostatica pari a 4163 kN, mentre la risultante si trova a un'altezza di 2.49 m.

### 5.3 Azioni sismiche

Durante un evento sismico, la paratoia subisce vibrazioni che vengono generate sostanzialmente da due sorgenti:

- inerzia della struttura della paratoia e del sistema briglia di supporto-rotaia;
- inerzia data dall'acqua a contatto con la paratoia.

Per quanto concerne le azioni inerziali dell'acqua, la valutazione viene espressa mediante il principio delle masse additive come verrà espresso nel prossimo paragrafo. Le azioni sismiche attivate invece grazie alla massa strutturale sono computate per ogni Stato Limite tramite un'analisi dinamica non lineare, integrando le equazioni del moto di un gruppo di sette accelerogrammi spettro compatibili con lo spettro di risposta del caso studio di Santa Vittoria d'Alba.

#### 5.3.1 Azioni inerziali dell'acqua

Le azioni inerziali dell'acqua, dovute dalla massa d'acqua a contatto con la paratoia, possono essere valutate mediante l'applicazione di una sovrappressione idrodinamica (Figura 33), proporzionale all'accelerazione sismica, che si somma alla spinta idrostatica agente sulla paratoia (Okamoto 1973; Maltidis, 2017).

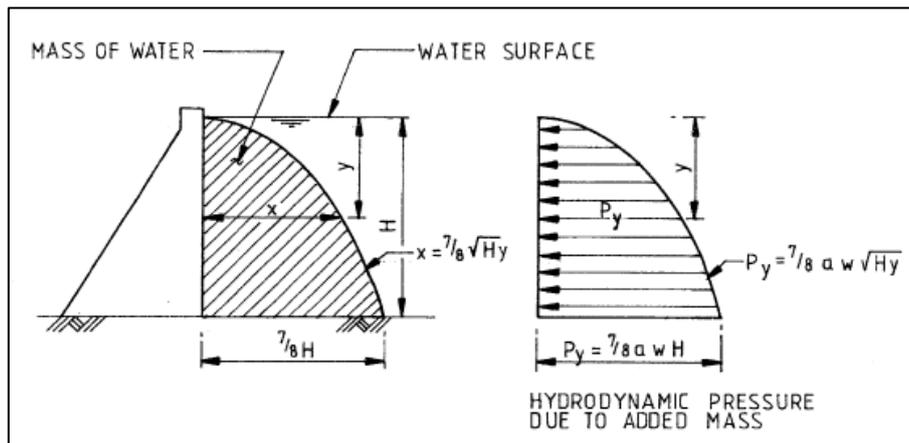


Figura 33: Distribuzione delle sovrappressioni idrodinamiche agenti su una superficie piana. Fonte: Lewin, 2001.

Il più comune approccio per il calcolo delle pressioni idrodinamiche risale al 1933 grazie agli studi effettuati da H. M. Westergaard, basati sulla teoria delle masse aggiuntive.

Le ipotesi alla base della teoria sono le seguenti:

- corpo diga infinitamente rigido;
- serbatoio infinito;
- superficie di paramento verticale;
- acqua incomprimibile.

La formula rigorosa della pressione idrodinamica è data dalla seguente espressione:

$$p(y) = \frac{8\rho a H}{\pi^2} \sum_{1,3,5,\dots}^n \frac{1}{n^2 c_n} \sin\left(\frac{n\pi y}{2H}\right) \quad (5.5)$$

Dove:

- $a$  è l'accelerazione al suolo nel sito di riferimento;

- $\rho$  è la densità dell'acqua;
- $H$  è l'altezza del serbatoio;
- $y$  è la profondità in riferimento alla posizione della superficie libera.

Il fattore:

$$c_n = \sqrt{n^2 - \frac{\omega^2 H^2}{c^2}} \quad (5.6)$$

è un numero reale, funzione del periodo, dell'altezza del serbatoio, e della velocità del suono dell'acqua. La pressione idrodinamica può essere valutata anche mediante la seguente formula approssimata che permette di rendere più semplice e immediato dal punto di vista di calcolo:

$$p(y) = \frac{7}{8} \rho a \sqrt{Hy} \quad (5.7)$$

dove i termini  $\rho$ ,  $a$ ,  $H$  e  $y$  sono già stati descritti in precedenza. La presente formula è prevista sia nella normativa americana che in quella giapponese rispettivamente ai punti 3.2.3.6 e 2.2.14.5.

Un'ulteriore approssimazione dei risultati di Westergard venne svolta da parte di T. Von Karman che discusse in maniera semplice la teoria, partendo dal presupposto che le azioni inerziali dell'acqua vengono generate solo da una quota parte della massa liquida che partecipa al moto vario indotto da un'accelerazione sismica  $a$ , mentre l'altra parte, non essendo coinvolta, rimane in quiete (Da Deppo, 2014).

La pressione studiata da Von Karman si esplica nella seguente formulazione:

$$p(y) = 0.707 \sqrt{\frac{y}{H} \left(2 - \frac{y}{H}\right)} a \rho H \quad (5.8)$$

Considerando un valore di  $y$  pari a  $H$  si ottiene che la pressione massima  $P_0$  di Westergaard definita in maniera rigorosa (Equazione 5.5) dà il seguente risultato

$$P_0 = 0.743 \rho a H \quad (5.9)$$

mentre dall'equazione di Von Karman  $P_0$  vale:

$$P_0 = 0.707 \rho a H \quad (5.10)$$

ottenendo quindi uno scostamento di circa il 5%, accettabile considerando la complicata applicabilità del metodo rigoroso.

Successivi studi, condotti da C. N. Zangar, hanno permesso di introdurre l'influenza dell'inclinazione del paramento portando alla formulazione prevista dalla Normativa Dighe del 2014 al punto C 7.7.3.

La formulazione per la pressione idrodinamica è la seguente:

$$p(y) = a_x \rho_w c y_0 \quad (5.11)$$

dove:

- $a_x$  è la massima accelerazione orizzontale al sito;
- $\rho_w$  è la massa volumica dell'acqua, pari a circa  $1000 \text{ kg/m}^3$ ;
- $y_0$  è la differenza di quota dell'acqua presente in combinazione sismica e la quota del punto più in basso dell'alveo naturale a cui si vuole associare la pressione  $p(y)$ ;

- $c$  è un coefficiente di intensità sismica e vale:

$$c = \frac{c_m}{2} \left[ \frac{y}{y_0} \left( 2 - \frac{y}{y_0} \right) + \sqrt{\frac{y}{y_0} \left( 2 - \frac{y}{y_0} \right)} \right] \quad (5.12)$$

essendo:

- $y$  è la differenza di quota tra l'acqua nella combinazione sismica e la quota in un punto generico del paramento;
- $c_m$  è un coefficiente che varia in funzione dell'inclinazione  $\alpha$  del paramento di monte della diga rispetto alla verticale, mediante la seguente relazione interpolare:

$$c_m = 0.7412 - 0.0037\alpha \quad (5.13)$$

se  $\alpha$  è maggiore uguale a  $60^\circ$ , si assume  $c_m$  pari a 0.3.

Per quanto concerne il valore associato all'inclinazione, ossia  $c_m$ , Datei (1897) ha proposto un'ulteriore relazione interpolare che lega  $c_m$  all'inclinazione  $\alpha$ , e una funzione più semplice per la determinazione del parametro  $c$ :

$$c_m = 0.74 - 0.41 \tan \alpha + 0.089 (\tan \alpha)^2 \quad (5.14)$$

$$c = \frac{c_m}{3} \frac{y}{y_0} \left( 7 - 4 \frac{y}{y_0} \right) \quad (5.15)$$

applicabili all'Equazione 5.11.

Nella Figura 34 riportati gli andamenti delle pressioni idrodinamiche nelle varie soluzioni sopra esposte. Si considera il caso studio relativo alla paratoia di Santa Vittoria, con il battente idraulico di progetto pari a 14.43 m e accelerazione orizzontale massima, relativa al sito di Santa Vittoria con periodo di ritorno di 475 anni, pari a 0.0504 g.

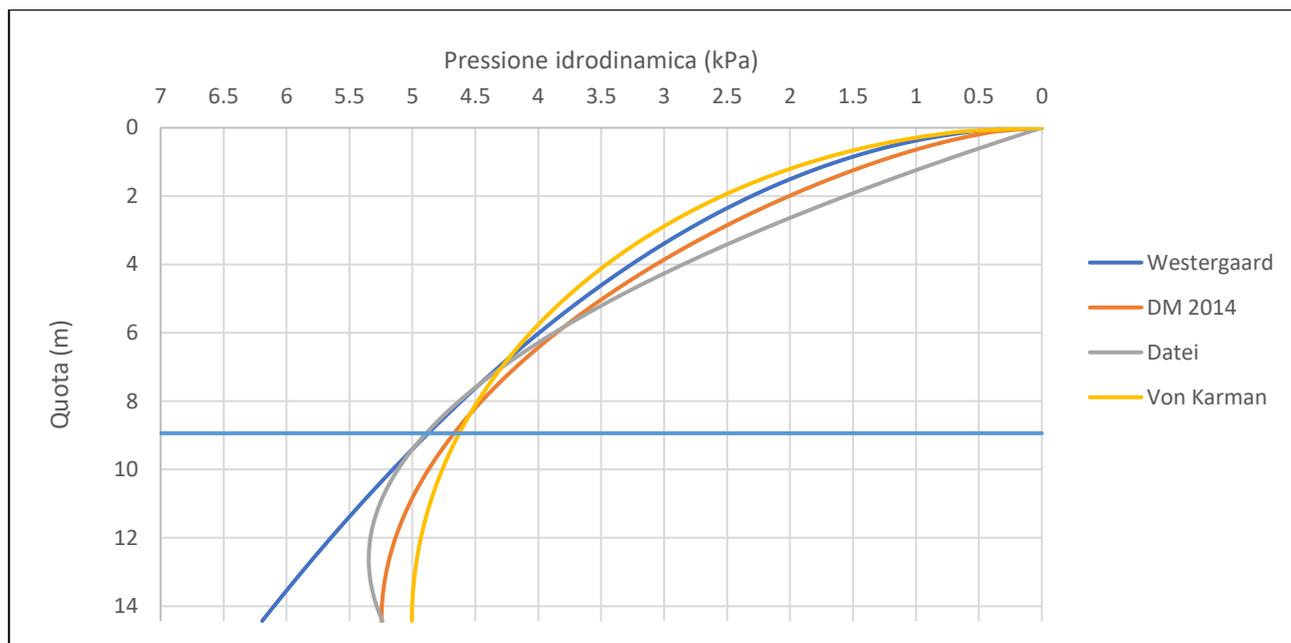


Figura 34: Andamenti delle sovrappressioni idrodinamiche, per il caso della paratoia di Santa Vittoria d'Alba (CN).

Le varie soluzioni tendono a differire, in particolare la soluzione approssimata di Westergaard rimarca un risultato a favore di sicurezza rispetto alle altre soluzioni, come si riscontra nella zona in cui l'acqua è a contatto con la paratoia, dalla quota di 8.94 m a quella di soglia (14.43 m). Poiché gli scostamenti massimi tra le varie soluzioni sono sotto al 5% è accettabile considerare la formulazione di Westergaard per il calcolo della sovrappressione idrodinamica, la soluzione più cautelativa nella zona in cui l'acqua è a contatto con la paratoia.

### 5.3.2 Azioni sismiche dovute dall'inerzia della struttura

Le azioni sismiche generate dall'inerzia della massa del sistema strutturale della paratoia e della briglia di supporto vengono valutate tramite l'impiego di storie temporali e integrazione delle equazioni del moto. La scelta di questa tipologia di analisi è dovuta al fatto che un'analisi dinamica di tipo non lineare permette di considerare problematiche come l'interazione di contatto tra le ruote e le rotaie, comportamento che verrebbe trascurato con un'analisi lineare.

Dalla normativa NTC 2018 (paragrafo 3.2) la risposta sismica può essere rappresentata da gruppi di accelerogrammi appartenenti alle seguenti categorie:

- accelerogrammi naturali, ossia registrazioni di eventi sismici passati e reperibili grazie l'ausilio di banche dati strong motion;
- accelerogrammi artificiali, generati mediante metodo stocastico e vincolati a mantenere determinati requisiti di spettrocompatibilità;
- accelerogrammi sintetici, ottenibili con simulazioni numeriche di fenomeni di frattura.

Gli accelerogrammi devono essere compatibili con le caratteristiche del moto sismico e in funzione della pericolosità del sito di riferimento, come esplicitato nel paragrafo 3.2 delle NTC 2018.

Mediante uno studio di disaggregazione è possibile reperire caratteristiche come la massima accelerazione del sito (Peak Ground Acceleration, PGA), magnitudo e distanza epicentrale relativi a un certo sito di interesse.

Per ottenere la spettrocompatibilità le NTC 2018 prescrivono i limiti imposti tra lo spettro medio delle ordinate spettrali degli accelerogrammi ricavati e lo spettro target di normativa, ricavato in funzione della pericolosità del sito.

Nel paragrafo 3.2.3.6 viene richiesto che le storie temporali siano selezionate ed eventualmente scalate in modo che i relativi spettri approssimino gli spettri di risposta elastici di progetto, nel campo dei periodi propri di vibrazione di interesse per la struttura in esame. Come già accennato, la compatibilità va verificata mediante il confronto tra lo spettro di risposta elastico ottenuto mediante la formulazione di normativa, associato a un certo valore di PGA (relativo allo Stato Limite di studio) e a un coefficiente di smorzamento pari al 5%. L'ordinata spettrale media, nei periodi di vibrazione di interesse, non deve eccedere del 30% e non deve essere in difetto del 10% rispetto allo spettro elastico.

Gli accelerogrammi possono essere selezionati grazie all'ausilio di banche dati accreditate e consultabili via internet.

Oltre ai parametri correlabili allo studio di pericolosità sismica citati in precedenza, si deve anche specificare su che tipologia di terreno affiora la stazione di registrazione. Generalmente si considera la tipologia di suolo A, ossia affiorante su terreno roccioso (secondo quanto indicato dalle norme tecniche italiane e dall'Eurocodice 8). In questo modo si ottengono segnali che sono esenti da effetti di amplificazione locali causati dalla stratigrafia del terreno e/o dalla topografia del territorio.

In termini di sollecitazioni e spostamenti gli effetti vengono ricavati prendendo la media dei massimi effetti di ogni storia temporale.

### 5.3.2.1 Pericolosità sismica

Per il caso in esame lo studio di pericolosità sismica di base viene condotto mediante l'ausilio della procedura elaborata da parte dell'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia e presente sul sito <http://esse1.mi.ingv.it/>. Il territorio nazionale viene suddiviso all'interno di un reticolo di nodi identificati mediante un numero ID e coordinate di latitudine e longitudine. A ogni nodo si associa un determinato valore di accelerazione orizzontale di picco  $a_g$  in funzione di una data probabilità di superamento. Quest'ultima si correla direttamente al periodo di ritorno, parametro che si determina in base alla tipologia di opera e allo Stato Limite che si vuole considerare (Lai, 2009).

Seguendo quanto viene prescritto dal paragrafo C 7.7.2 del DM 2014, in riferimento anche a quanto indicato dalle normative tecniche del 2018, il periodo di riferimento dell'azione sismica  $V_R$  è dato dal prodotto tra la nominale dell'opera  $V_N$  e la classe d'uso  $C_U$ . La classe d'uso è associata all'importanza dell'opera. Per quanto concerne le dighe e le traverse, vi possono essere tre categorie di opere:

- dighe di importanza strategica;
- dighe rilevanti per le conseguenze di un eventuale collasso;
- dighe di importanza normale.

In Tabella 4 si riepilogano i valori di  $V_N$ ,  $V_R$  e  $C_U$  in base alle varie tipologie sopra citate.

Tabella 4: Vita nominale, coefficienti di classe d'uso e periodi di riferimento (Tab. C2, D.M. 156-2014); (1) dighe di dimensioni contenute; (2) grandi dighe.

Dighe	$V_N$ (anni)	$C_U$	$V_R$ (anni)
strategiche	$\geq 100$	2	200
rilevanti	$\geq 50$ (1)   $\geq 100$ (2)	1.5	75 (1)   150 (2)
imp. normale	$\geq 50$	1	50

In riferimento a una prefissata probabilità di eccedenza  $P_{VR}$  definita dalla vigente NTC, i periodi di ritorno  $T_R$  dell'azione sismica agente su ciascun stato limite sono i seguenti (Tabella 5):

Tabella 5: Periodi di ritorno dell'azione sismica (Tab. C4, D.M. 156-2014). (1) dighe di dimensioni contenute; (2) grandi dighe.

Dighe	SLO P <sub>VR</sub> (%) = 81		SLD P <sub>VR</sub> (%) = 63		SLV P <sub>VR</sub> (%) = 10		SLC P <sub>VR</sub> (%) = 5	
strategiche	120		120		1900		2475	
rilevanti	45 (1)	90 (2)	75 (1)	150 (2)	710 (1)	1425 (2)	1460 (1)	2475 (2)
imp. normale	30		50		475		975	

Per quanto riguarda il caso studio della traversa sul fiume Tanaro, si considera l'opera di importanza normale, pertanto si ottengono i seguenti valori di periodo di ritorno:

- per lo Stato Limite di Danno (SLD), T<sub>R</sub> = 50 anni;
- per lo Stato Limite di Vita (SLV), T<sub>R</sub> = 475 anni.

Tornando allo studio di pericolosità, il sito di riferimento viene associato al nodo con ID 15350 (longitudine 7.9331° e latitudine 44.706°) che presenta i seguenti valori di accelerazione di picco al suolo a<sub>g</sub>:

- a<sub>g</sub> = 0.0258 g associato a T<sub>R</sub> pari a 50 anni (SLD);
- a<sub>g</sub> = 0.0504 g associato a T<sub>R</sub> pari a 475 anni (SLV).

Per la costruzione degli spettri elastici di risposta, la normativa richiede anche la determinazione, oltre all'accelerazione orizzontale di picco, dei seguenti parametri:

- F<sub>o</sub>, valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T<sub>c</sub><sup>\*</sup>, periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

I tre parametri sono ricavati partendo dalle curve di pericolosità elaborate dall'INGV. Nell'allegato A delle NTC si riportano, per ogni nodo del reticolo, i valori dei tre parametri in funzione del periodo di ritorno T<sub>R</sub>. In Tabella 6 si riassumono i valori di F<sub>o</sub> e T<sub>c</sub><sup>\*</sup> nei diversi Stati Limite considerati per il caso studio di Santa Vittoria d'Alba.

Tabella 6: Valori F<sub>o</sub> e T<sub>c</sub><sup>\*</sup> per il caso studio di Santa Vittoria d'Alba (CN).

	SLD (T <sub>R</sub> = 50 anni)	SLV (T <sub>R</sub> = 475 anni)
F <sub>o</sub>	2.58	2.72
T <sub>c</sub> <sup>*</sup> (s)	0.19	0.29

Seguendo le indicazioni riportate al paragrafo 3.2.3.2.1 della NTC 2018, è possibile costruire lo spettro di risposta elastico in accelerazione per le componenti orizzontali, mediante le seguenti formulazioni:

$$0 \leq T < T_B \quad S_a(T) = a_g S \eta F_o \left[ \frac{T_A}{T_B} + \frac{1}{\eta F_o} \left( 1 - \frac{T}{T_A} \right) \right] \quad (5.16)$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_a(T) = a_g S \eta F_o \quad (5.17)$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_a(T) = a_g S \eta F_o \left( \frac{T_C}{T} \right) \quad (5.18)$$

$$T_D \leq T \quad S_a(T) = a_g S \eta F_o \left( \frac{T_C T_D}{T^2} \right) \quad (5.19)$$

Dove:

- $T$  è il periodo di vibrazione;
- $S$  è un coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e della condizione topografica, si assume pari a 1 poiché si considera terreno tipo A (affioramento roccioso) e condizioni topografiche piane;
- $\eta$  è un fattore che altera lo spettro elastico in caso di coefficienti di smorzamento diversi dal 5%, pertanto in questo caso si considera pari a 1.
- $T_C$  è il periodo che corrisponde all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, dato dal prodotto tra  $T_C^*$  (citato in precedenza) e  $C_C$ , quest'ultimo si assume pari a 1 per sottosuolo tipo A;
- $T_B$  è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro di accelerazione costante dato da:

$$T_B = T_C/3 \quad (5.20)$$

- $T_D$  è il periodo relativo all'inizio del tratto a spostamento costante nel tempo, espresso mediante la relazione:

$$T_D = 4.0 \frac{a_g}{g} + 1.6 \quad (5.21)$$

Di seguito si riporta un riepilogo dei valori citati sopra inerenti al sito di interesse.

Tabella 7: Valori per la costruzione degli spettri di risposta elastici.

	$T_R$ (anni)	$a_g$ (g)	$F_o$	$T_C^*$ (s)	$T_C$ (s)	$T_B$ (s)	$T_D$ (s)
SLD	50	0.0258	2.58	0.19	0.19	0.06	1.70
SLV	475	0.0504	2.72	0.29	0.29	0.10	1.80

In Figura 35 si ottengono i seguenti spettri di risposta elastici:

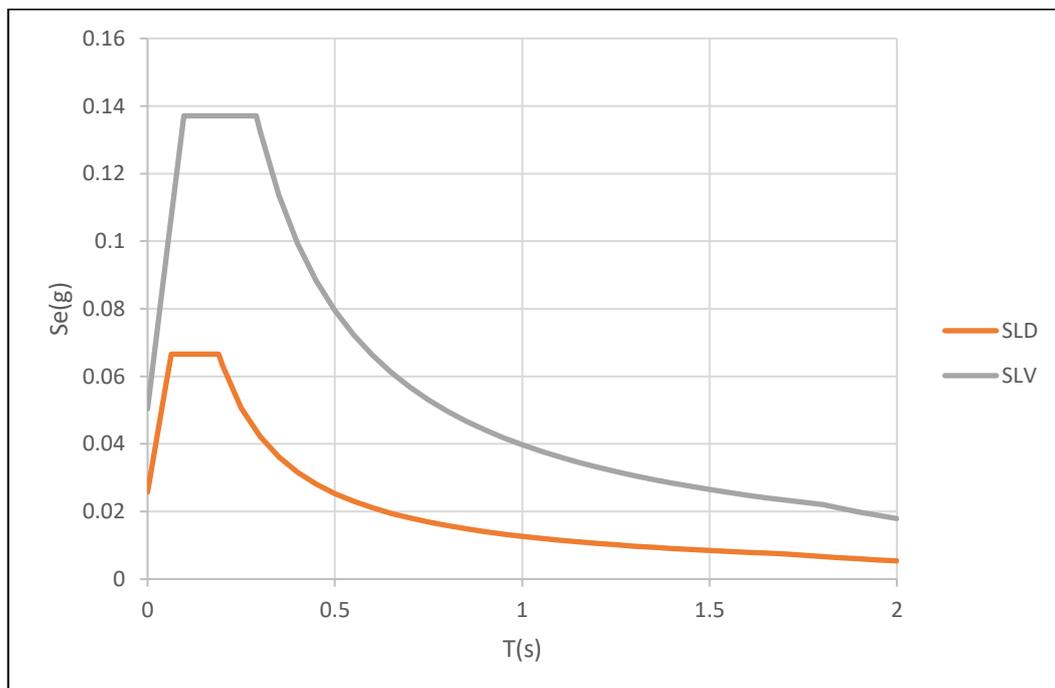


Figura 35: Spettri elastici delle componenti orizzontali dell'accelerazione, sito di Santa Vittoria d'Alba.

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione della componente verticale si costruisce mediante le indicazioni fornite al paragrafo 3.2.3.2.2 della normativa, definito tramite le seguenti formulazioni:

$$0 \leq T < T_B \quad S_a(T) = a_g S \eta F_v \left[ \frac{T_A}{T_B} + \frac{1}{\eta F_o} \left( 1 - \frac{T}{T_A} \right) \right] \quad (5.22)$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_a(T) = a_g S \eta F_v \quad (5.23)$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_a(T) = a_g S \eta F_v \left( \frac{T_C}{T} \right) \quad (5.24)$$

$$T_D \leq T \quad S_a(T) = a_g S \eta F_v \left( \frac{T_C T_D}{T^2} \right) \quad (5.25)$$

Dove:

- T è il periodo di vibrazione;
- $F_v$  è il fattore di amplificazione spettrale massimo, funzione dell'accelerazione orizzontale mediante la relazione:

$$F_v = 1.35 F_o \left( \frac{a_g}{g} \right)^{0.5} \quad (5.26)$$

I valori di S,  $T_B$ ,  $T_C$ ,  $T_D$  sono fissi e valgono rispettivamente 1, 0.05 s, 0.15 s, 1 s.

Riconducendosi al caso studio, i parametri per lo spettro elastico della componente verticale si riepilogano nella Tabella 8:

Tabella 8: Parametri per la costruzione dello spettro elastico delle componenti verticali.

	$T_R$ (anni)	$a_g$ (g)	$F_o$	$F_v$	$T_C$ (s)	$T_B$ (s)	$T_D$ (s)
SLD	50	0.0258	2.58	0.56	0.15	0.05	1
SLV	475	0.0504	2.72	0.82	0.15	0.05	1

Si riportano in Figura 36 i grafici degli spettri di risposta della componente verticale:

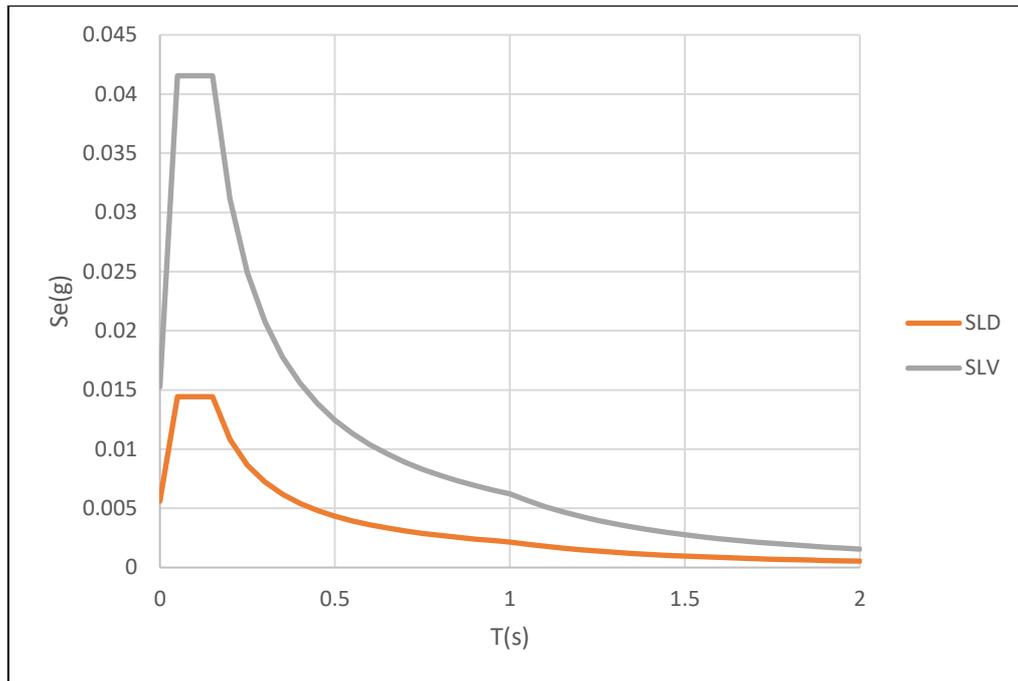


Figura 36: Spettri elastici delle componenti verticali di accelerazione, sito di Santa Vittoria d'Alba (CN).

Per quanto riguarda la componente verticale dell'azione sismica è necessario fare alcune osservazioni: la paratoia presenta un comportamento flessionale fortemente influenzato dalle componenti perpendicolari al piano del mantello, pertanto in alcune verifiche le azioni che agiscono in direzione verticale vengono trascurate poiché hanno scarsa incidenza. Nelle verifiche delle forze di manovra, che dipendono invece da azioni in direzione verticale, queste vengono considerate e la componente verticale dell'azione sismica viene valutata come una forza data dal prodotto tra la massa della paratoia e l'accelerazione verticale di riferimento, quest'ultima si riferirà all'accelerazione verticale di picco al suolo. La ricerca degli accelerogrammi spettrocompatibili quindi si riferirà soltanto alla componente orizzontale del moto sismico.

La ricerca è possibile mediante lo studio del diagramma di disaggregazione che permette di identificare e quantificare, in termini di contributo dato alla pericolosità, le caratteristiche del moto sismico (Magnitudo e distanza epicentrale) più probabili per quel sito di riferimento e con un determinato periodo di ritorno. Per la zona di Santa Vittoria d'Alba si ottiene la seguente disaggregazione, in Figura 37:

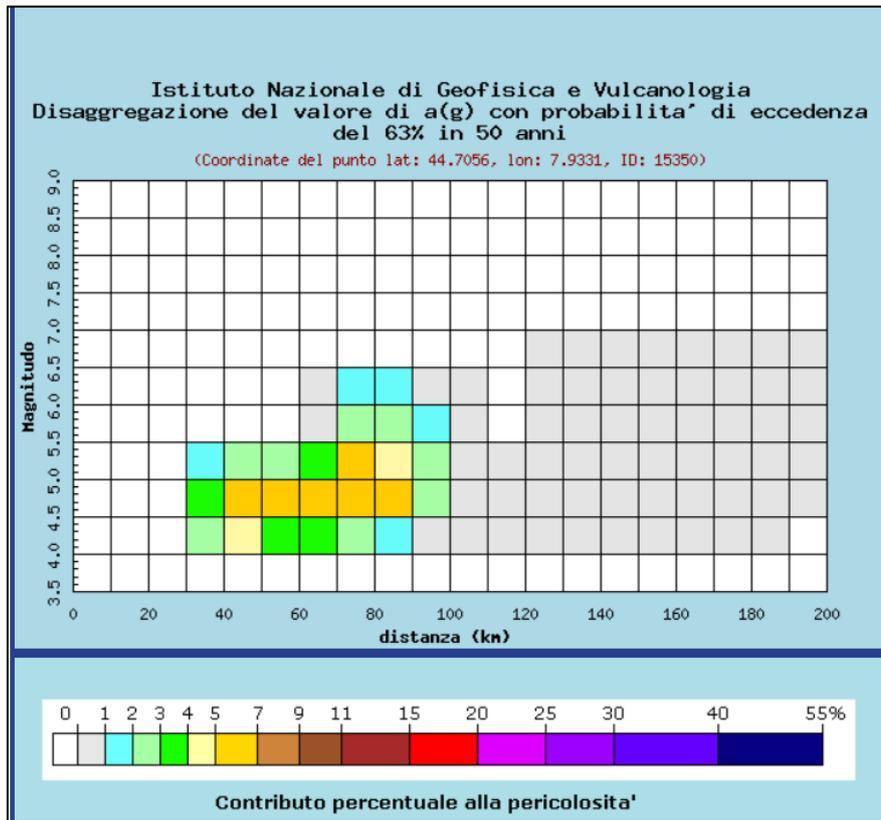


Figura 37: Diagramma di disaggregazione per una probabilità di eccedenza del 63% in 50 anni, ID: 15350. Fonte: INGV.

Si delinea che il maggior contributo di pericolosità, riferito a una probabilità di superamento del 63% in 50 anni, ha un range di Magnitudo che si aggira dal valore 4.5 a 5.5, mentre per quanto concerne la distanza epicentrale il range è più ampio e va dai 40 ai 90 km.

Di seguito si riporta il digramma di disaggregazione della pericolosità per un periodo di ritorno pari 475 anni

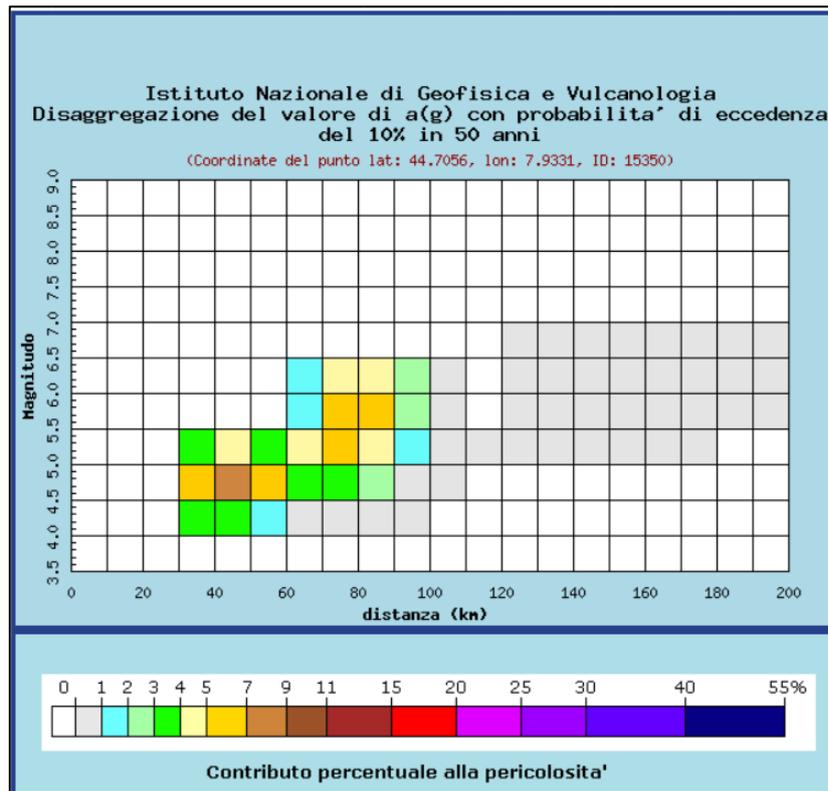


Figura 38: Diagramma di disaggregazione per una probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni, ID: 15350. Fonte: INGV.

In questo caso si osserva che il maggior contributo alla pericolosità è dato da eventi che riscontrano una Magnitudo con valore tra 4.5 e 5, con distanza epicentrale tra i 30 e 50 km.

La ricerca degli accelerogrammi è stata facilitata grazie all'ausilio del programma elaborato dalla Rete di Laboratori Universitari di Ingegneria Sismica (RELUIS) denominato REXEL (Iervolino, 2010). Esso permette, impostando in input i dati relativi alla zona di interesse, di estrapolare un set di accelerogrammi spettrocompatibili, eventualmente scalati, a seconda di quelle che sono le richieste dell'utente.

Inizialmente si impostano le coordinate del punto di interesse, le stesse che si riferiscono al punto ID che si considera. Nella fase preliminare il programma, una volta definito il quadro normativo di riferimento e lo Stato Limite, permette di ottenere lo spettro di risposta da normativa di target, inoltre si ottiene anche in questo caso la disaggregazione della pericolosità.

Facendo riferimento alla normativa tecnica italiana, gli spettri di risposta di target per le componenti orizzontali ottenuti sia per lo Stato Limite di Danno che per lo Stato Limite di Vita sono i medesimi di quelli ottenuti con le formulazioni (Equazioni 5.16 a 5.19) citate precedentemente. Il diagramma di disaggregazione è presentato mediante un grafico a tre variabili.

Per lo Stato Limite di Vita si è ottenuto il seguente diagramma di disaggregazione, che coincide con il diagramma in Figura 39:

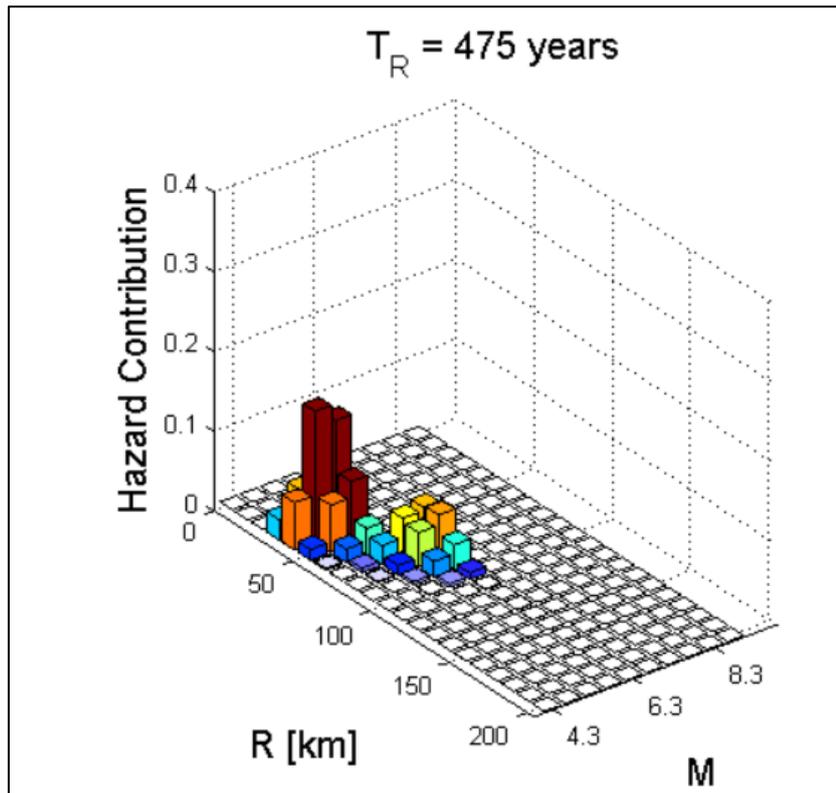


Figura 39: Diagramma di disaggregazione a tre variabili generato da REXEL, riferito a  $T_R$  pari a 475 anni (SLV).

Si riporta invece nella figura successiva il diagramma di disaggregazione elaborato da REXEL, per lo Stato Limite di Danno, correlabile al diagramma in Figura 37.

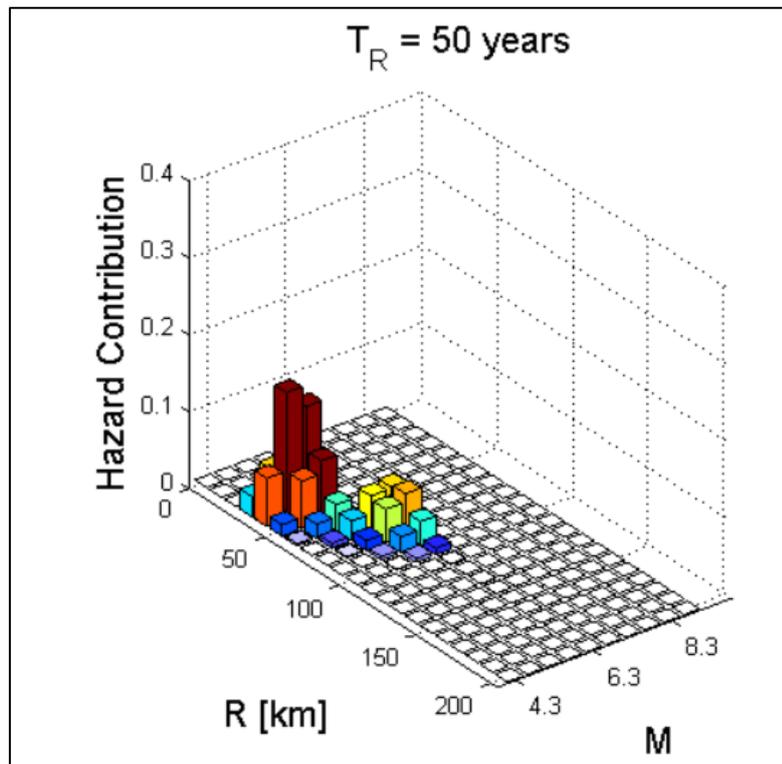


Figura 40: Diagramma di disaggregazione a tre variabili generato da REXEL, riferito a  $T_R$  pari a 50 anni (SLD).

La ricerca è stata eseguita sul Database Europeo ESD considerando, dopo una valutazione dei diagrammi riportati in Figura 39 e Figura 40, i seguenti range di Magnitudo (M) e distanza epicentrale (R).

- $M = 4.5 \div 6$ ;
- $R = 30 \div 50$  km.

L'intervallo di periodo scelto per l'applicazione dei vincoli di compatibilità va dai 0.05 s a 1 s. Inoltre il fattore di scala medio è stabilito pari a 5, in modo da ottenere almeno un set di accelerogrammi compatibili agli spettri target. Le registrazioni devono essere fatte da stazioni che si trovano su un affioramento roccioso (suolo di tipologia A secondo la classificazione dell'Eurocodice 8).

Osservando il fattore di scala, esso è il rapporto tra l'accelerazione orizzontale di picco, riferito al sito di indagine, e l'accelerazione naturale di picco dell'evento sismico riportato nella registrazione. Questo rapporto permette di adattare la registrazione all'accelerazione di picco prescritta da normativa. Si consiglia di non utilizzare valori troppo elevati di fattore di scala per non intaccare le caratteristiche in contenuto di frequenza (tra 0.5 e 2) (Lai, 2009). Per ottenere comunque un set di accelerogrammi compatibili e partendo dal presupposto che la trattazione si pone come obiettivo quello di determinare in modo indicativo i parametri sismici che ostacolano la funzionalità della paratoia, si è deciso di trascurare questa considerazione, permettendo al programma REXEL di applicare un fattore di scala maggiore per alcune registrazioni.

Per gli Stati Limite di Danno e di Salvaguardia della Vita si sono ottenute le seguenti registrazioni che saranno utilizzate per eseguire le analisi dinamiche:

Tabella 9: Elenco del set di time history spettrocompatibili allo Stato Limite di Danno.

Registrazione	ID Stazione	Evento Sismico	Data	$M_w$	R (km)	PGA ( $m/s^2$ )	FS
243	ST82	Valnerina	19/09/1979	5.8	47	0.165	1.5
357	ST134	Umbria	29/04/1984	5.6	37	0.091	2.8
5828	ST1323	Strofades (aftershock)	18/11/1997	5.3	43	0.104	2.4
605	ST84	Umbria Marche	26/09/1997	5.7	35	0.354	0.7
140	ST36	Friuli (aftershock)	15/09/1976	6	32	0.484	0.5
467	ST181	Chenoua	29/10/1989	5.9	50	0.343	0.7
5151	ST2491	Mt. Hengill Area	24/08/1997	4.9	33	0.020	12.7

Tabella 10: Elenco del set di time history spettrocompatibili allo Stato Limite di Vita.

Registrazione	ID Stazione	Evento Sismico	Data	$M_w$	R (km)	PGA ( $m/s^2$ )	FS
467	ST181	Chenoua	29/10/1989	5.9	50	0.343	1.4
1899	ST1323	Gulf of Kiparissiakos	07/09/1985	5.4	37	0.205	2.4
605	ST84	Umbria Marche	26/09/1997	5.7	35	0.354	1.4
4560	ST727	Bovec	12/04/1998	5.6	38	0.097	5.1
1884	ST1312	Filippias	16/06/1990	5.5	43	0.113	4.4
7158	ST3293	Firuzabad	20/06/1994	5.9	39	0.216	2.3
6603	ST2573	Izmit (aftershock)	20/10/1999	4.9	30	0.054	9.2

Di seguito, nella Figura 41 e Figura 42 si riportano i confronti tra gli spettri target e lo spettro medio, con il rispetto dei vincoli impostati dalla normativa.

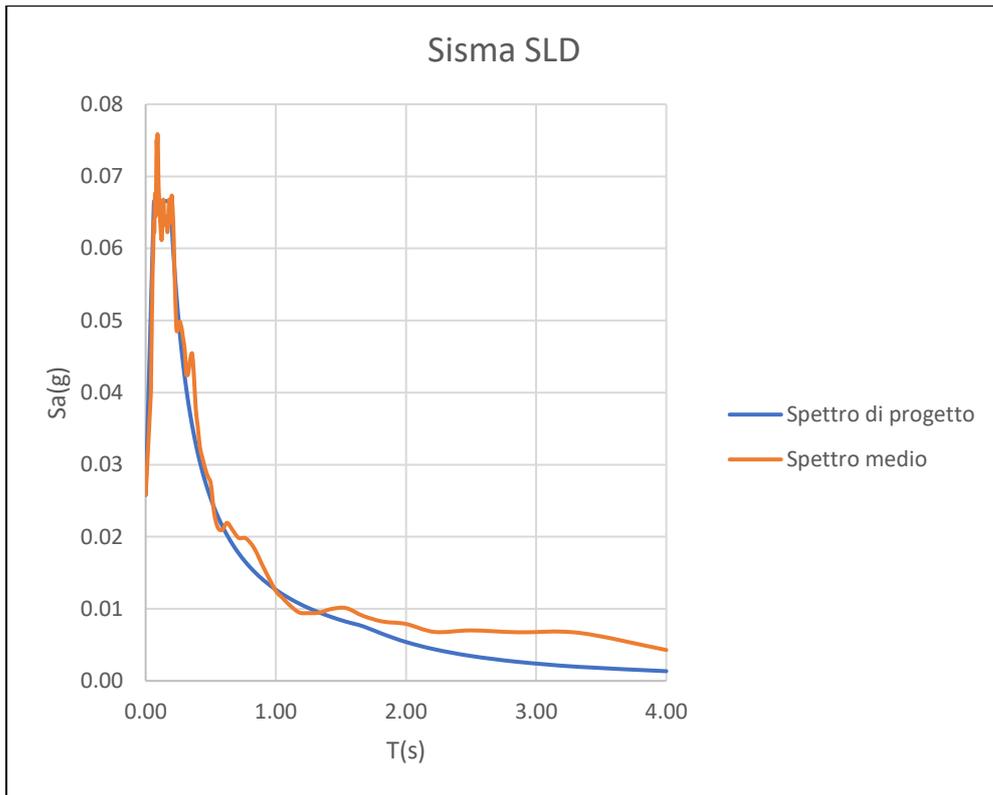


Figura 41: Confronto tra spettro di risposta, allo SLD, da normativa e spettro medio dato dalle storie temporali selezionate per l'analisi.

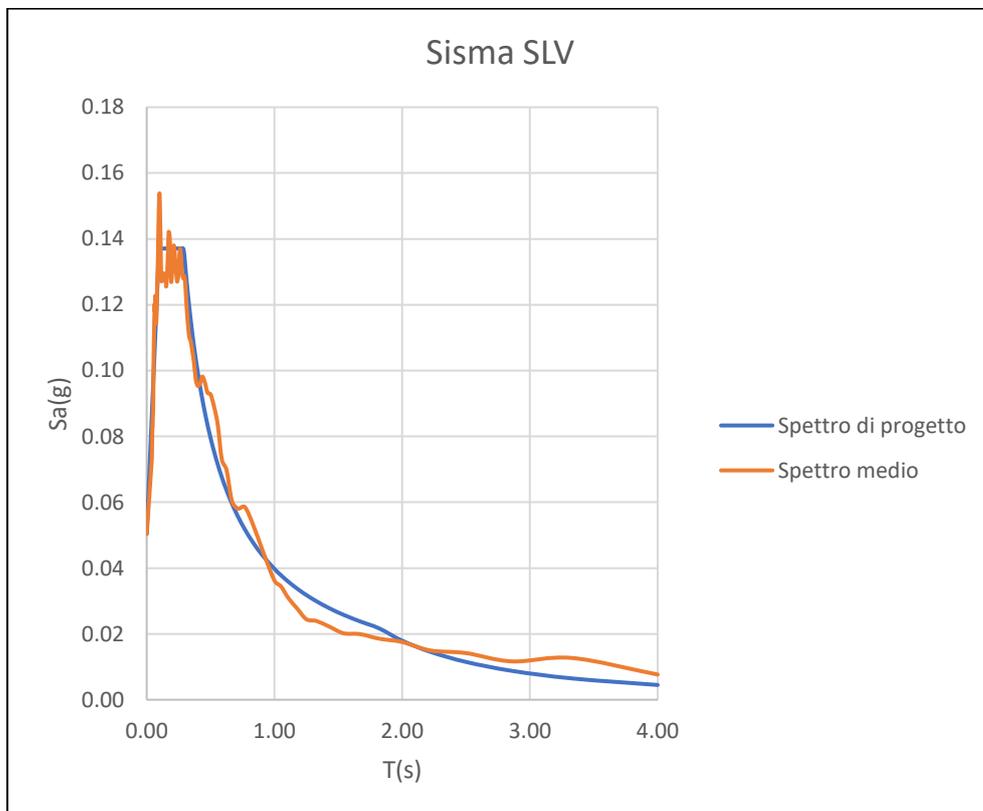


Figura 42: Confronto tra spettro di risposta, allo SLV, da normativa e spettro medio dato dalle storie temporali selezionate per l'analisi.

Dai grafici riportati in Figura 41 e Figura 42, nei periodi di interesse della struttura si raggiunge la compatibilità, in particolare nel primo tratto lineare dello spettro (dai 0 ai 0.10 s), che ricalca con una minima variazione l'andamento elaborato dalle formule proposte in normativa.

Ogni time history ricavata viene implementata all'interno del programma di calcolo con lo scopo di ottenere risultati in termini di tensioni e spostamenti in alcuni punti target della paratoia. Si estrapolano i valori massimi degli effetti di ogni registrazione per poi ricavare il valore medio, che identifica quello che è l'effetto dovuto dall'azione sismica generata dall'inerzia della struttura.

### 5.3.3 Combinazioni delle azioni

In questa trattazione verranno eseguite verifiche della struttura della paratoia in condizioni sismiche, pertanto si farà riferimento soltanto alle combinazioni delle azioni di tipo sismico.

In riferimento al punto C.8 del DM 2014 le combinazioni delle azioni seguono, sia per le verifiche allo Stato Limite Ultimo che per quelle di Esercizio, la seguente espressione esposta in linea generale:

$$G + E \quad (5.27)$$

Dove:

- G rappresenta le azioni permanenti agenti durante la vita nominale della struttura e le variazioni nel tempo sono pressoché trascurabili, dunque tali azioni si considerano costanti. Comprendono:
  - il peso proprio  $G_1$  della paratoia;
  - il peso proprio delle componenti non strutturali  $G_2$ ;
  - la spinta idrostatica  $W$ .
- E identifica le azioni causate dal terremoto che, a seconda della natura della massa inerziale e della direzione, vengono suddivise in:
  - sovrappressione idrodinamica dovuta al sisma, agente in direzione perpendicolare rispetto al piano del mantello della paratoia  $W_E$ ;
  - componente di azione sismica orizzontale dovuta alla massa della struttura in direzione perpendicolare al piano del mantello  $E_x$ ;
  - componente di azione sismica orizzontale dovuta alla massa della struttura in direzione parallela al piano del mantello  $E_y$ ;
  - componente di azione sismica verticale dovuta alla massa della struttura  $E_z$ .

Per quanto riguardano le azioni E, tenendo in conto che il sisma agisce in tutte e tre le direzioni, esse verranno combinate mediante l'applicazione dei seguenti coefficienti di concomitanza espressa dalla Tabella 11:

Tabella 11: Coefficienti di concomitanza nei confronti di azioni sismiche presenti in più direzioni. (Tab. C5, D.M. 156-2014).

Direzione	X	y	z
Coefficienti di concomitanza	1	0.3	0.3
	0.3	1	0.3
	0.3	0.3	1

## Capitolo 6 - Analisi strutturale della paratoia mediante modello 3D agli Elementi Finiti

Lo scopo del presente capitolo è quello di esporre le procedure per l'ottenimento delle sollecitazioni agenti sulla paratoia, dovute sia a azioni di natura statica, come il peso proprio e la spinta dell'acqua, sia a quelle di natura dinamica e pseudostatica (ossia le azioni generate da terremoto).

L'analisi è condotta grazie all'ausilio di un modello agli Elementi Finiti sviluppato con il software Abaqus. Si trattano le informazioni relative a:

- Geometria della struttura e discretizzazione in elementi;
- Materiali utilizzati;
- Condizioni al contorno;
- Carichi;
- Analisi da implementare.

I tipi di modelli utilizzati sono fondamentalmente due: il primo presenta l'insieme paratoia e rotaia, utilizzato per l'analisi della paratoia nei confronti di azioni statiche e pseudostatiche; il secondo modello comprende anche la modellazione della briglia in calcestruzzo di supporto della paratoia, necessario per elaborare le analisi di tipo sismico.

Abaqus è un software agli elementi finiti sviluppato dalla casa di programmazione Dassault Systemes. In particolare è stato utilizzato Abaqus/CAE che permette la modellazione agli elementi finiti mediante l'ausilio di interfaccia grafica. La versione utilizzata è la 6.14 prodotta nel 2017.

### 6.1 Geometria dei modelli

I modelli in Abaqus presentano una geometria strutturata in base alle indicazioni degli elaborati progettuali forniti dalla ditta Bianco SRL. Si tratta di modelli tridimensionali, tale scelta si è resa necessaria e ovvia per rappresentare ed estrapolare adeguatamente la geometria complessa della paratoia.

Il modello assemblato (definito dal programma *Assembly*) si costituisce di tante piccole parti (definite *Parts*) modellate a priori e successivamente collegate tra di loro (Figura 43 e Figura 44). Queste *Parts* non sono altro che le varie componenti strutturali presenti nella paratoia, di cui si è parlato dal punto di vista dimensionale nel Capitolo 4.

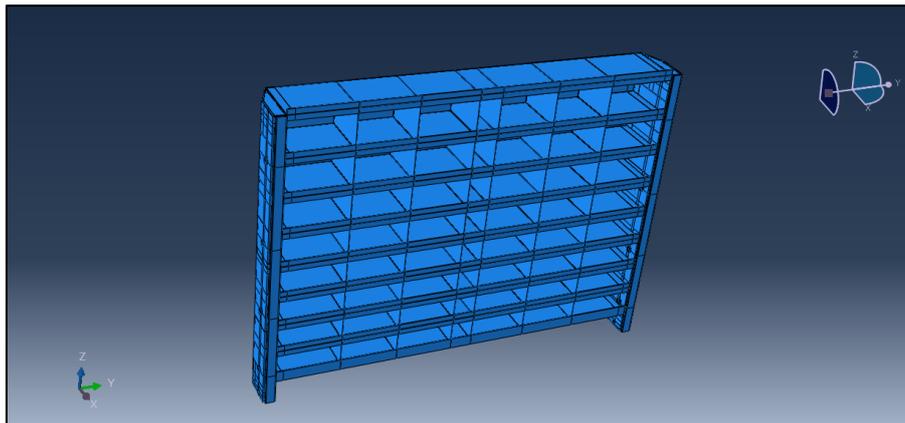


Figura 43: Modello 1 della paratoia dell'impianto di Santa Vittoria d'Alba.

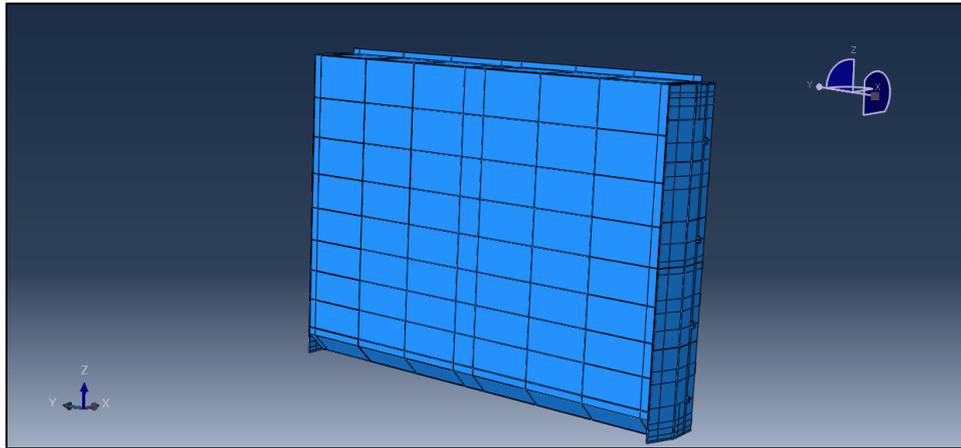


Figura 44: Modello 1, vista verso valle.

La geometria del modello per l'analisi sismica presenta l'aggiunta della briglia che si sviluppa attorno alla paratoia (Figura 45). Si identifica come Modello 1 il modello che presenta solo la paratoia e le rotaie, mentre per Modello 2 si intende l'insieme paratoia e briglia per le analisi sismiche.

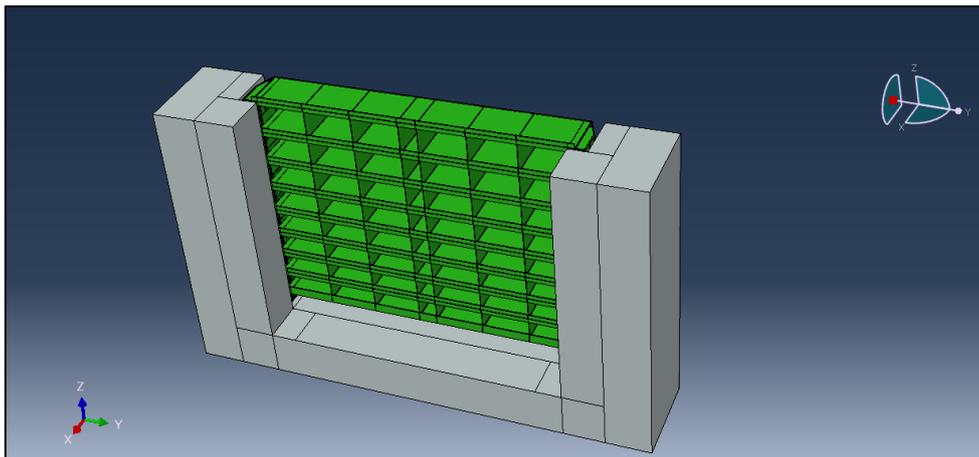


Figura 45: Modello 2, composto da paratoia e briglia di supporto.

Tabella 12: Riepilogo delle componenti (Parts) che formano i modelli elaborati in Abaqus/CAE.

Modello 1		Modello 2	
Componente	Quantità	Componente	Quantità
Mantello	1	Mantello	1
Trave intermedia	8	Trave intermedia	8
Trave di soglia	1	Trave di soglia	1
Fiancata 1	1	Fiancata 1	1
Fiancata 2	1	Fiancata 2	1
Irrigidimento tipo 1	6	Irrigidimento tipo 1	6
Irrigidimento tipo 2	6	Irrigidimento tipo 2	6
Irrigidimento tipo 3	6	Irrigidimento tipo 3	6
Irrigidimento tipo 4	6	Irrigidimento tipo 4	6
Irrigidimento tipo 5	6	Irrigidimento tipo 5	6
Irrigidimento tipo 6	6	Irrigidimento tipo 6	6
Irrigidimento tipo 7	6	Irrigidimento tipo 7	6
Irrigidimento tipo 8	6	Irrigidimento tipo 8	6
Irrigidimento di soglia	6	Irrigidimento di soglia	6
Irrigidimento di fiancata	6	Irrigidimento di fiancata	6
Boccole	8	Boccole	8
Perni	8	Perni	8
Ruota	8	Ruota	8
Rotaia	2	Rotaia	2
		Guide laterali	4
		Traversa CLS	1

Le differenti *Parts* vengono quindi assemblate per formare un unico *Assembly* e i loro collegamenti vengono formati grazie all'applicazione di vincoli interni di tipo *Tie*, che permettono di imporre le stesse caratteristiche cinematiche ai nodi legati tra loro dal vincolo. In Figura 46 si riporta un particolare di ruota collegata alle fiancate laterali, collegamento permesso grazie ai vincoli *Tie*.

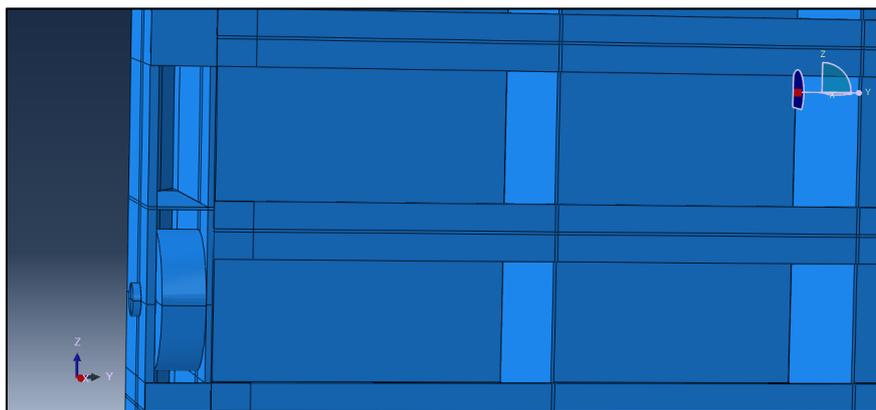


Figura 46: Particolare dell'Assembly del Modello 1 raffigurante la ruota installata nelle fiancate laterali.

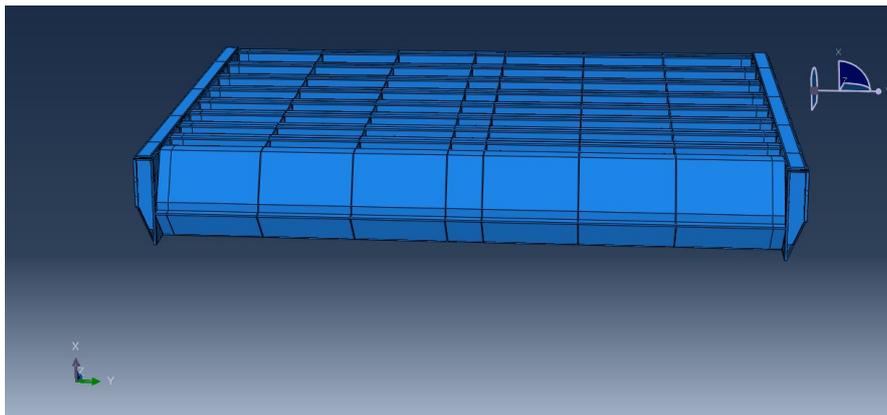


Figura 47: Modello 1, vista dal basso.

Ogni *Part* è stata inoltre discretizzata da elementi di tipo solido tridimensionale, in particolare sono stati utilizzati i solidi classificati da Abaqus dalla sigla *C3D8*, ossia elementi tridimensionali *Brick* lineari da otto nodi (Figura 48).

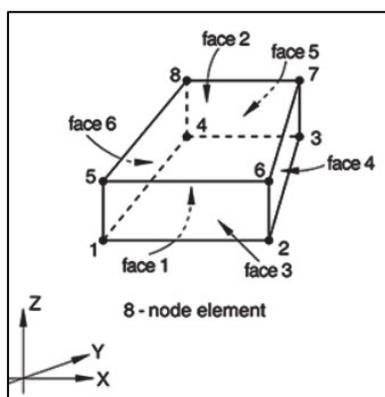


Figura 48: Rappresentazione di elemento tipo *C3D8* che formano la mesh dei modelli della paratoia.

La discretizzazione utilizzata prevede l'uso di elementi con dimensione massima pari a 50 mm, rivelandosi un buon compromesso sia dal punto di vista computazionale sia in termini di dettaglio dell'analisi. Si è infatti visto che modellando con una discretizzazione più fitta, ad esempio vincolando la dimensione massima dei mattoncini a 25 mm, i risultati differiscono soltanto dell'1%. La mesh utilizzata invece per modellare la briglia di supporto in calcestruzzo è più grossolana, con elementi di dimensione massima pari a 250 mm, come si potrà notare confrontando la Figura 49 e la Figura 50.

Riepilogando, la discretizzazione ha determinato le seguenti quantità di elementi:

- 87153 elementi tipo *C3D8* per il Modello 1;
- 97769 elementi tipo *C3D8* per il Modello 2.

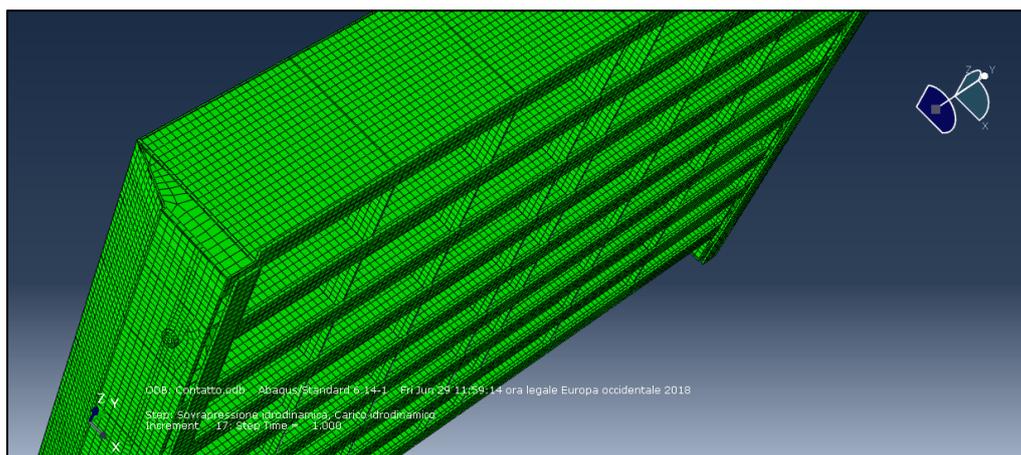


Figura 49: Modello 1 discretizzato.

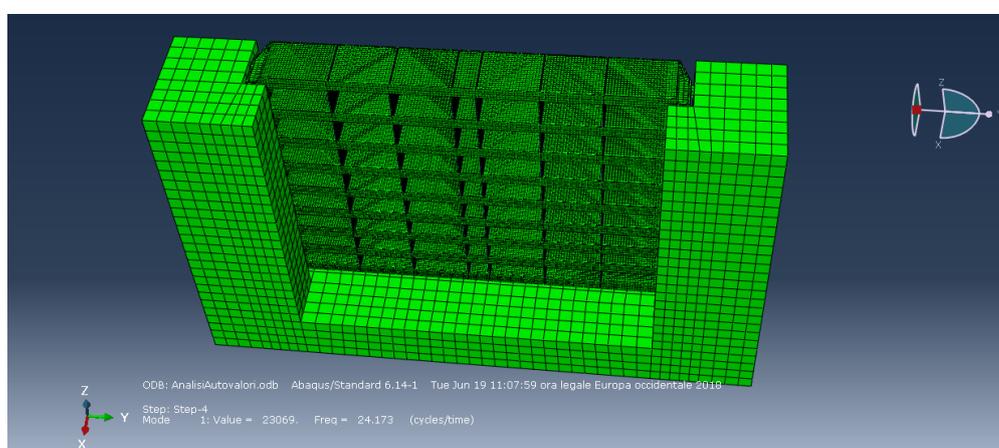


Figura 50: Modello 2 discretizzato.

## 6.2 Assegnazione dei materiali

Tale processo permette di conferire alle varie componenti del modello caratteristiche intrinseche dovute alla natura del materiale che le compone.

In particolare i materiali presentano caratteristiche meccaniche elastiche, correlate da valori di modulo di Young e coefficiente di Poisson, densità e smorzamento (quest'ultimo necessario per l'analisi dinamica con il Modello 2).

In riferimento a quanto esposto nel Capitolo 4, tutte le *Parts* che fanno parte della struttura della paratoia (travi, fiancate, irrigidimenti, guide) sono fabbricate con acciaio strutturale tipo S275JR, pertanto si imporranno in input le seguenti caratteristiche:

- Caratteristiche di elasticità:
  - Modulo di Young: 210000 MPa;
  - Coefficiente di Poisson: 0.3;
- Densità: 7800 kg/m<sup>3</sup>.

La stessa tipologia di input è valida anche per le rotaie, fabbricate con acciaio tipo S355 ma con le medesime caratteristiche elastiche e di densità, e per il perno, fabbricato con acciaio tipo 2C40.

Le ruote, prodotte in acciaio inossidabile di tipo AISI 420, hanno gli stessi parametri per le caratteristiche meccaniche, mentre dispongono delle seguenti caratteristiche di densità:

- Densità: 7700 kg/m<sup>3</sup>.

Il materiale delle boccole è il Feroform T814, come da catalogo presenta le seguenti caratteristiche:

- Caratteristiche di elasticità:
  - Modulo di Young: 75000 MPa;
  - Coefficiente di Poisson: 0.3;
- Densità: 1300 kg/m<sup>3</sup>.

I parametri di input sopracitati sono validi sia per il Modello 1 che per il Modello 2, per quest'ultimo vanno inseriti ulteriori parametri relativi all'aggiunta della briglia di calcestruzzo di supporto e alle caratteristiche di smorzamento richieste per l'analisi dinamica.

Il calcestruzzo della briglia di supporto è di tipo C25/30, si assumono i seguenti parametri:

- Caratteristiche di elasticità:
  - Modulo di Young: 31000 MPa;
  - Coefficiente di Poisson: 0.3;
- Densità: 24000 kg/m<sup>3</sup>.

Per quanto riguarda le caratteristiche di smorzamento si adotta lo smorzamento di Rayleigh, richiesto da Abaqus per poter eseguire l'analisi dinamica con time history.

Lo smorzamento alla Rayleigh si basa sul fatto che la matrice di smorzamento è direttamente proporzionale alle matrici di massa e rigidezza del sistema strutturale che si sta studiando, secondo la seguente relazione:

$$[C] = \alpha[M] + \beta[K] \quad (6.1)$$

Dove:

- C è la matrice di smorzamento;
- M è la matrice di massa;
- K è la matrice di rigidezza;
- $\alpha$  e  $\beta$  sono coefficienti direttamente proporzionali rispettivamente alla matrice di massa e alla matrice di rigidezza.

I coefficienti si possono valutare in funzione degli autovalori dei modi di vibrare di interesse, considerando un coefficiente di smorzamento del 5% (Chopra, 2012; Casagrande, 2013).

$$\alpha = 0.05 \frac{2\omega_i\omega_j}{\omega_i + \omega_j} \quad (6.2)$$

$$\beta = 0.05 \frac{2}{\omega_i + \omega_j} \quad (6.3)$$

A seguito di un'analisi preliminare delle frequenze del sistema strutturale attinente al Modello 2, emerge che i modi con maggiore fattore di partecipazione (tali da incidere quasi del tutto sul comportamento dinamico della struttura) sono i primi due e presentano i seguenti autovalori (Tabella 13):

Tabella 13: Risultati dell'analisi delle frequenze per il Modello 2.

Modo	$\omega$ (rad/s)	f (Hz)
1	151.88	24.17
2	164.60	26.20

Dalle equazioni 6.2 e 6.3 si ottengono i seguenti valori di  $\alpha$  e  $\beta$  che vengono adottati per la computazione dello smorzamento nel Modello 2:

- $\alpha = 7.899$ ;
- $\beta = 3.16 \cdot 10^{-4}$ .

## 6.3 Condizioni al contorno

### 6.3.1 Modello 1

Le condizioni al contorno applicate al Modello 1 (Figura 51), utilizzato per le analisi della paratoia sollecitata dalla spinta idrostatica e della sovrappressione idrodinamica, sono di seguito riportate.

Il modello, composto dalla struttura della paratoia e dalla rotaia, dispone dei seguenti vincoli:

- Blocco degli spostamenti sulla superficie della rotaia in direzione x (parallelo al battente idraulico), y (perpendicolare rispetto al flusso dell'acqua) e z (verticale), corrispondente alla zona ancorata al calcestruzzo;
- Blocco degli spostamenti in direzione y nelle superfici di fiancata corrispondenti alle guide laterali;
- Blocco degli spostamenti in direzione z nelle superfici di soglia delle fiancate.

Oltre alla presenza di vincoli, si impone anche tra ruota e rotaia, una condizione di interazione tra le due superfici che sono a contatto tra di loro. Si è imposta una condizione di contatto con comportamento sia normale che tangenziale, quest'ultimo con coefficiente di attrito tangenziale pari a 0.3.

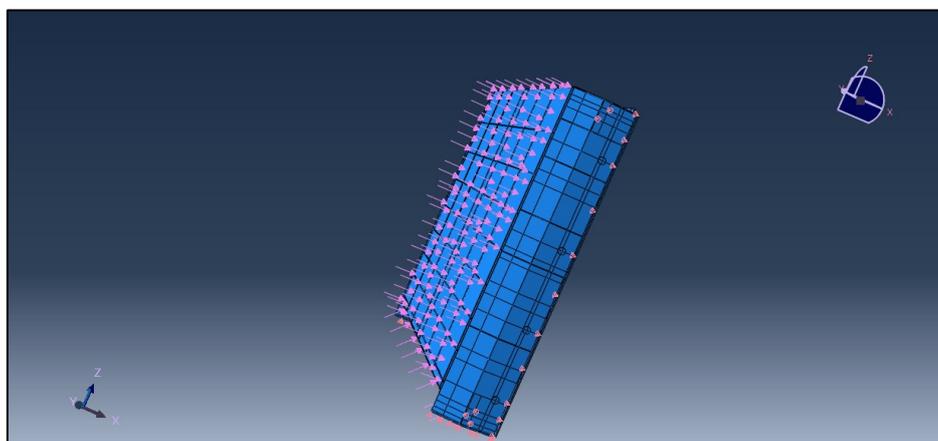


Figura 51: Applicazione delle pressioni sul mantello e dei vincoli per il Modello 1.

### 6.3.2 Modello 2

Nel Modello 2 le condizioni di vincoli (Figura 52) sono diverse a causa dell'aggiunta della traversa in calcestruzzo. Pertanto le rotaie e le fiancate non vengono più vincolate ma collegate alla traversa mediante vincoli interni di tipo *Tie*.

Le condizioni al contorno vengono applicate alla base della traversa in calcestruzzo, i cui vincoli sono determinati in funzione del tipo di analisi che si vuole eseguire:

- Se si considera il moto sismico in direzione  $x$ , si bloccano gli spostamenti in direzione  $z$  e  $y$  e si impone un'accelerazione (direttamente correlata a una registrazione di input, definita nella sezione *Amplitude*) nella direzione  $x$ ;
- Se si considera il moto sismico in direzione  $y$ , si bloccano gli spostamenti in direzione  $z$  e  $x$ , mentre l'accelerazione viene impostata nella direzione  $y$ .

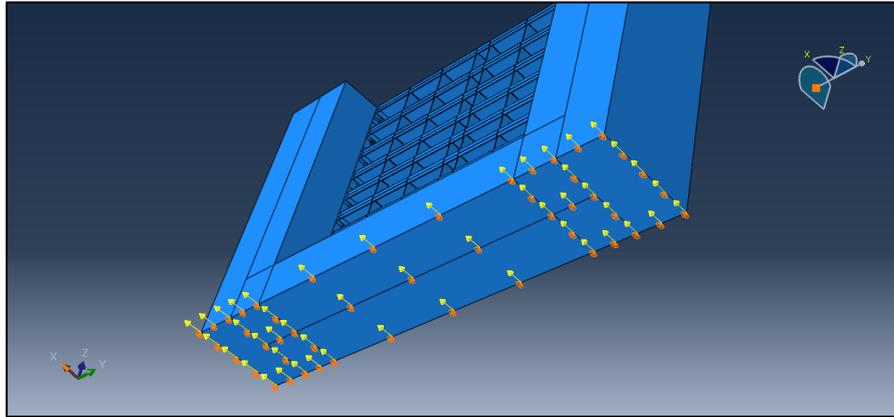


Figura 52: Condizioni al contorno applicate al pezzo di traversa di supporto del Modello 2.

## 6.4 Carichi

L'applicazione dei carichi è stata eseguita nel Modello 1, poiché nel Modello 2 usato per le analisi sismiche si richiedeva di inserire le accelerazioni sotto forma di storie temporali, considerate come condizioni al contorno.

I carichi applicati al modello sono i seguenti:

- Pressione su superficie ad andamento trapezoidale per simulare il carico idrostatico dell'acqua;
- Pressione su superficie con andamento secondo formulazione di Westergaard per simulare la sovrappressione idrodinamica dovuta dall'inerzia dell'acqua.

Entrambe le pressioni agiscono perpendicolarmente al piano del mantello, quindi in direzione  $x$  rispetto al sistema di riferimento adottato. La superficie del mantello coinvolta è delimitata dalle guarnizioni laterali.

La spinta idrostatica dell'acqua agisce sul mantello lungo la superficie delimitata dalle guarnizioni laterali. L'andamento di tipo trapezoidale della distribuzione delle spinte è stato possibile grazie ad Abaqus che permette di modellare la pressione anche con un andamento idrostatico (pressione che varia lungo la direzione  $z$ ) imponendo i seguenti parametri:

- Valore di pressione massima (in corrispondenza della soglia), pari in questo caso a 0.1416 MPa;
- Coordinata  $z$ , rispetto al sistema di riferimento globale del modello, pari a 14065 mm, punto in cui è nulla la pressione idrostatica.
- Coordinata  $z$ , sempre rispetto al sistema di riferimento globale del modello, pari a -386.85 mm.

Il sistema di riferimento globale, generato a seguito della fase di assemblaggio delle varie componenti della struttura, ha l'origine della coordinata  $z$  posta a 386.85 mm rispetto alla soglia della paratoia, poiché ha mantenuto il sistema di riferimento della componente del mantello, prima *Part* costruita. Ciò spiega il motivo dell'inserimento di quei valori di coordinata  $z$  rispetto a quelli citati ad esempio nel Capitolo 5.

I carichi pseudostatici dovuti all'inerzia dell'acqua per effetto del sisma sono implementati dall'applicazione di una pressione sulla medesima superficie, ma in questo caso si inserisce un andamento

delle pressioni (sempre variabile rispetto alla coordinata  $z$ ) generato dall'utente. Ciò è possibile grazie al comando *Analytical Fields* presente in Abaqus.

Poiché il sistema di riferimento questa volta ha l'origine della coordinata  $z$  che coincide con la soglia della paratoia, il termine sotto radice della formula di Westergaard (Equazione 5.7) viene formulato nel modo seguente:

$$f(z) = \sqrt{14430(14430 - z)} \quad (6.4)$$

Una volta aggiunta l'espressione riportata in Equazione 6.4, si passa al modulo *Load* (per l'imposizione dei carichi). Si sceglie un carico di tipo pressione, si adotta una distribuzione correlata all'Equazione 6.4 e si inserisce inoltre come parametro amplificativo il valore dato dal prodotto espresso nella seguente relazione:

$$A = \frac{7}{8} \rho a \quad (6.5)$$

Ossia la parte rimanente dell'equazione di Westergaard (Equazione 5.7).

I valori di amplificazione in input, espressi in  $\text{N}/\text{mm}^3$  sono i seguenti:

- Per  $a_g = 0.0504$  g,  $A = 4.326 \cdot 10^{-7} \text{ N}/\text{mm}^3$ ;
- Per  $a_g = 0.0258$  g,  $A = 2.215 \cdot 10^{-7} \text{ N}/\text{mm}^3$ .

## 6.5 Tipologie di analisi implementate

### 6.5.1 Modello 1: analisi statica e pseudostatica

Nel Modello 1 sono state eseguite analisi statiche suddivise in due *Step*:

- il primo *Step* riguarda l'applicazione del carico idrostatico;
- il secondo *Step* riguarda l'applicazione del carico pseudostatico dato dalla sovrappressione idrodinamica formulata con l'equazione di Westergaard.

Le condizioni al contorno sono quelle precedentemente descritte nel Modello 1, Paragrafo 6.3.1. A causa di condizioni al contorno di natura non lineare come il contatto tra ruota e rotaia, l'analisi è non lineare e la risoluzione delle equazioni di equilibrio viene fatta mediante il metodo numerico di Newton (Dassault Systemes, 2017).

### 6.5.2 Modello 2: analisi dinamica con time history

Per il Modello 2 è stata eseguita un'analisi dinamica implicita. La scelta di questa analisi per ricavare gli effetti sismici è stata fatta a causa dell'interazione di contatto non lineare tra ruota e rotaia.

La risposta dinamica viene ottenuta mediante la diretta integrazione delle equazioni del moto attraverso il metodo di Newmark generalizzato, elaborato da Hilber, Hughes e Taylor (Dassault Systemes, 2017).

L'equazione del moto può essere descritta mediante la seguente formulazione in Equazione 6.6 per un sistema oscillatorio a più gradi di libertà (MDOF):

$$[M]\ddot{u} + [C]\dot{u} + [K]u = F(t) = [M]\ddot{u}_g(t) \quad (6.6)$$

Dove  $[M]$ ,  $[C]$ ,  $[K]$  rappresentano rispettivamente le matrici di massa, smorzamento e rigidità del sistema strutturale paratoia e briglia. Le variabili cinematiche  $\ddot{u}$ ,  $\dot{u}$  e  $u$ , sono rispettivamente le componenti di accelerazione, velocità e spostamento. La forzante esterna  $F$ , definibile in questo caso dal prodotto tra matrice di massa  $[M]$  e accelerazione sismica al suolo, è variabile nel tempo, ciò a causa della natura del moto sismico, che determina in ogni istante temporale un sistema di forze differente sulla struttura.

L'equazione viene risolta in ogni istante temporale  $\Delta t$ . Le soluzioni in termini di spostamenti al passo temporale  $i+1$  devono essere in grado, all'interno di metodi impliciti, di soddisfare le condizioni di equilibrio sia al passo  $i$  sia al passo  $i+1$  stesso.

Nel 1959 Newmark elaborò una famiglia di equazioni fondamentali di seguito riportata:

$$\dot{u}_{i+1} = \dot{u}_i + [(1 - \gamma)\Delta t]\ddot{u}_i + (\gamma\Delta t)\ddot{u}_{i+1} \quad (6.7)$$

$$\dot{u}_{i+1} = \dot{u}_i + [(1 - \gamma)\Delta t]\ddot{u}_i + (\gamma\Delta t)\ddot{u}_{i+1} \quad (6.8)$$

$$u_{i+1} = u_i + (\Delta t)\dot{u}_i + [(0.5 - \beta)(\Delta t)^2]\ddot{u}_i + [\beta(\Delta t)^2]\ddot{u}_{i+1} \quad (6.9)$$

I parametri  $\beta$  e  $\gamma$  sono ricavati mediante l'operatore di Hilber-Hughes-Taylor rappresentato dal parametro  $\alpha$  (solitamente assunto in maniera predefinita da Abaqus, pari a 0.05) attraverso le seguenti relazioni:

$$\beta = \frac{1}{4}(1 - \alpha)^2 \quad (6.10)$$

$$\gamma = \frac{1}{2} - \alpha \quad (6.11)$$

L'intervallo temporale è stato scelto in maniera tale da garantire stabilità nella risoluzione, precisione del risultato e onere computazionale non eccessivo. Questo metodo implica processi di calcolo più lunghi. Si è pertanto deciso di imporre un passo temporale  $\Delta t$  automatico ma non superiore a 0.25 s.

Questo metodo richiede la conoscenza delle matrici di massa, di rigidità e di smorzamento. Per quest'ultima, Abaqus richiede nell'analisi di tipo *Dynamic Implicit* la matrice di smorzamento assemblata secondo il metodo di Rayleigh, ciò spiega la scelta nel Paragrafo 6.2.

Ulteriori input necessari sono le accelerazioni sismiche al suolo denominate  $\ddot{u}_g(t)$ , ovvero le time history ricavate nel Paragrafo 5.3.2.1 da inserire come condizioni al contorno alla base della briglia in calcestruzzo. In totale vengono eseguite 28 analisi dinamiche: 14 per ogni Stato Limite considerato, ossia lo Stato Limite di Vita e lo Stato Limite di Danno. Di queste 14, 7 sono in direzione  $x$  e 7 in direzione  $y$ .

## 6.6 Output

### 6.6.1 Modello 1

Dal Modello 1 si ricavano in output le tensioni e gli spostamenti dovuti ai carichi esposti nel Paragrafo 6.4. Abaqus fornisce come risultati le seguenti tensioni, espresse con la seguente notazione:

- s11: tensioni normali agenti lungo la direzione dell'asse  $x$ ;
- s22: tensioni normali agenti lungo la direzione dell'asse  $y$ ;
- s33: tensioni normale agenti lungo la direzione dell'asse  $z$ ;
- s12: tensioni tangenziali agenti in direzione parallela all'asse  $x$  e sulla faccia dell'elemento parallela all'asse  $y$ ;
- s13: tensioni tangenziali agenti in direzione parallela all'asse  $x$  e sulla faccia dell'elemento parallela all'asse  $z$ ;
- s23: tensioni tangenziali agenti in direzione parallela all'asse  $y$  e sulla faccia dell'elemento parallela all'asse  $z$ ;
- sVM: tensioni di Von Mises.

Per gli spostamenti verranno considerati i seguenti output:

- u1: spostamenti lungo la direzione x;
- u2: spostamenti lungo la direzione y;
- u3: spostamenti lungo la direzione z.

Le reazioni vincolari hanno invece la seguente notazione:

- RF1: reazioni in direzione x;
- RF2: reazioni in direzione y;
- RF3: reazioni in direzione z.

In questo caso si sono estratti dal Modello 1, in entrambi gli step di calcolo, i valori di tensioni e spostamenti nei seguenti punti del modello:

- Tensioni s22 nel lembo teso della sezione di mezzeria di tutte le travi del diaframma;
- Tensioni s12 in corrispondenza dei baricentri delle sezioni di estremità delle travi del diaframma;
- Tensioni di Von Mises agenti sui pannelli superiori e inferiori, estratte sia in direzione x che in direzioni y;
- Spostamenti u1 nelle sezioni di mezzeria delle travi;
- Reazioni R1 nei punti di vincolo sulla rotaia.

Di seguito, nelle Tabella 14 e nella Tabella 15, si riportano gli identificativi dei nodi (Figura 53), da cui vengono estratti i parametri di output sopracitati:

Tabella 14: Punti di estrazione degli output per le variabili s22 e u1.

Punti di estrazione dei valori s22 e u1		
Sigla	Componente (Part)	Nodo
TS	Trave di soglia	9944
T1	Trave intermedia 1	1457
T2	Trave intermedia 2	1457
T3	Trave intermedia 3	1457
T4	Trave intermedia 4	1457
T5	Trave intermedia 5	1457
T6	Trave intermedia 6	1457
T7	Trave intermedia 7	1457
T8	Trave intermedia 8	1457

Tabella 15: Punti di estrazione degli output per le variabili s12.

Punti di estrazione dei valori s12		
Sigla	Componente (Part)	Nodo
TS	Trave di soglia	4203
T1	Trave intermedia 1	732
T2	Trave intermedia 2	737
T3	Trave intermedia 3	732
T4	Trave intermedia 4	735
T5	Trave intermedia 5	733
T6	Trave intermedia 6	732
T7	Trave intermedia 7	737
T8	Trave intermedia 8	736

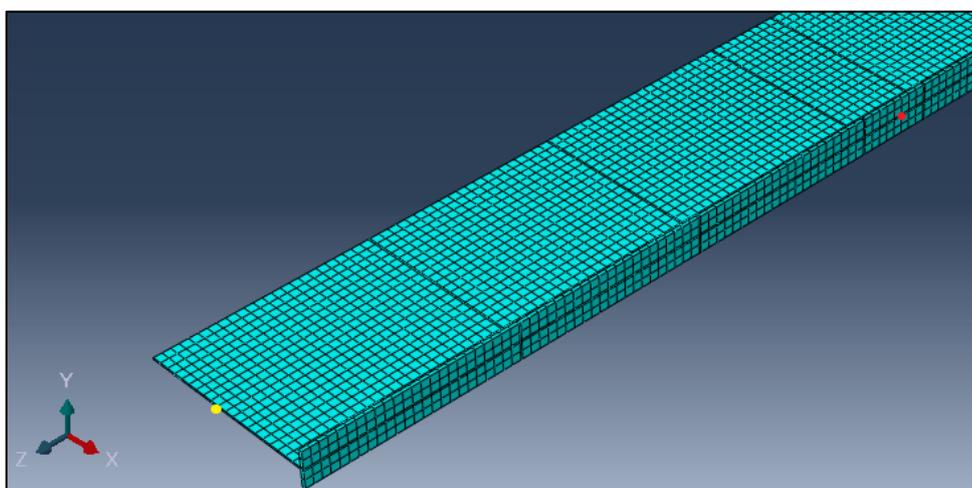


Figura 53: Punti di riferimento per la trave della paratoia per l'estrazione degli output di s22 (in rosso) e s12 (in giallo).

I risultati delle tensioni di Von Mises sui pannelli vengono ricavati estraendo i valori tensionali lungo due linee (denominate *Path* in Abaqus) perpendicolari tra loro (parallele a y e z) passanti per il centro del pannello. I pannelli di riferimento sono riportati in Figura 54.

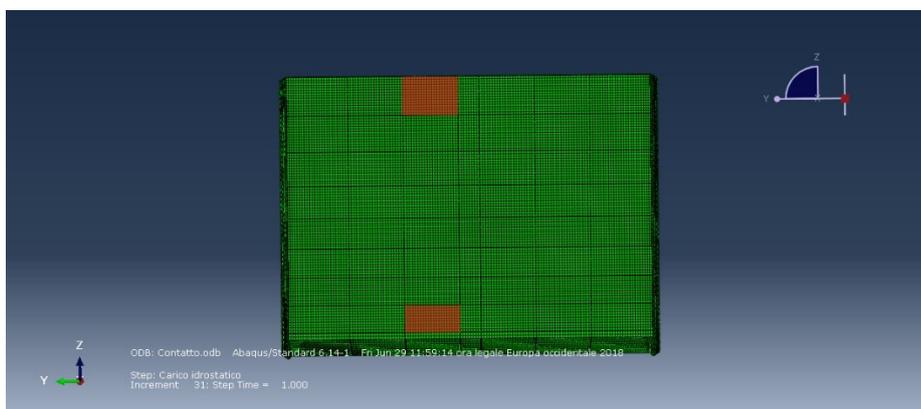


Figura 54: Pannelli di riferimento per la valutazione delle tensioni sVM.

### 6.6.1.1 Risultati: analisi statica

In Figura 55 si riporta il diagramma delle tensioni s22 agenti sulla paratoia. Si delinea un comportamento flessionale del diaframma a seguito di un carico diretto perpendicolare rispetto al mantello, con sollecitazioni di trazione nei lembi delle ali libere delle travi e di compressione nei pannelli che compongono il mantello (Figura 56). In Figura 57 viene mostrato il diagramma delle tensioni di Von Mises agenti sul mantello.

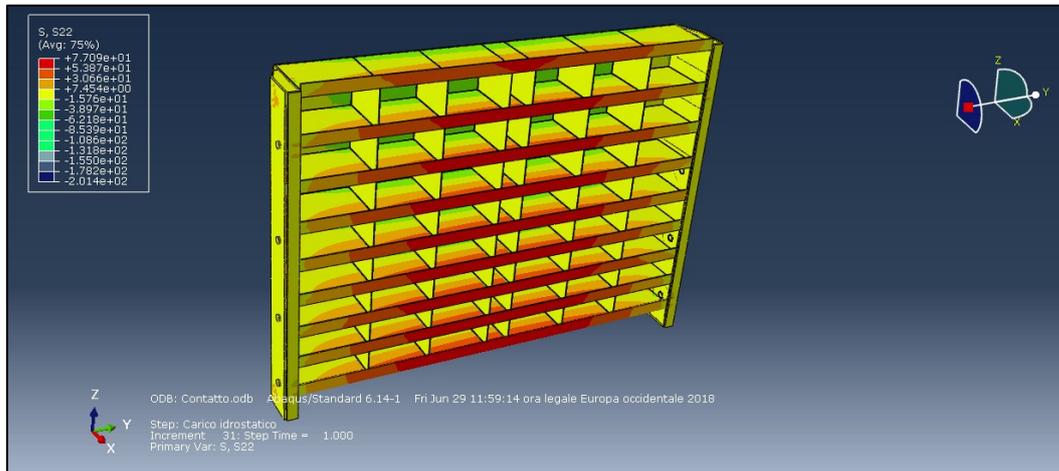


Figura 55: Andamento delle tensioni s22 dovute dal carico idrostatico.

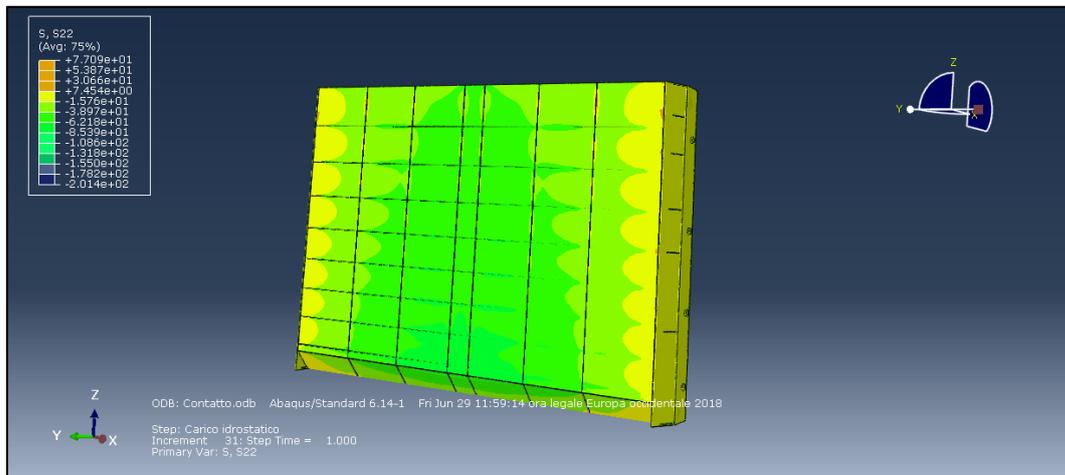


Figura 56: Andamento delle tensioni s22 sul mantello della paratoia.

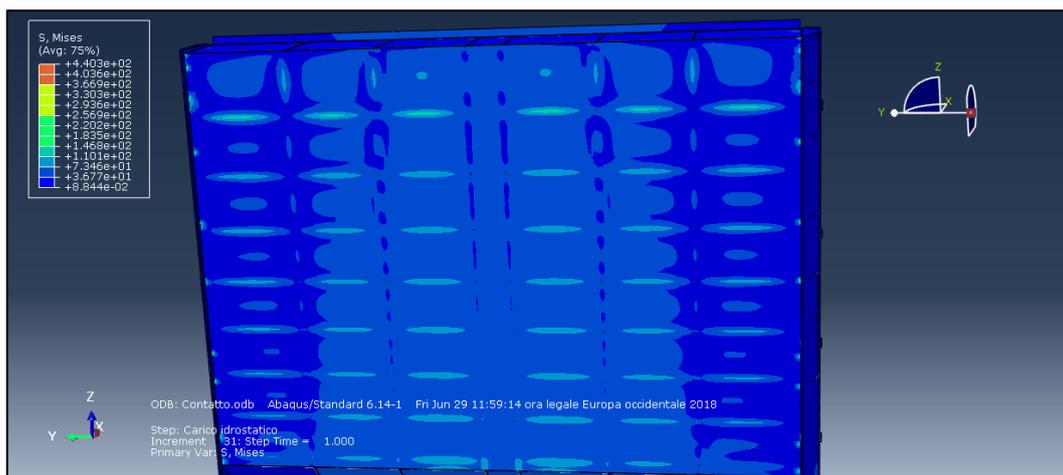


Figura 57: Tensioni di Von Mises sul mantello.

Gli spostamenti sono mostrati in Figura 58, con il massimo valore attorno ai 4 mm.

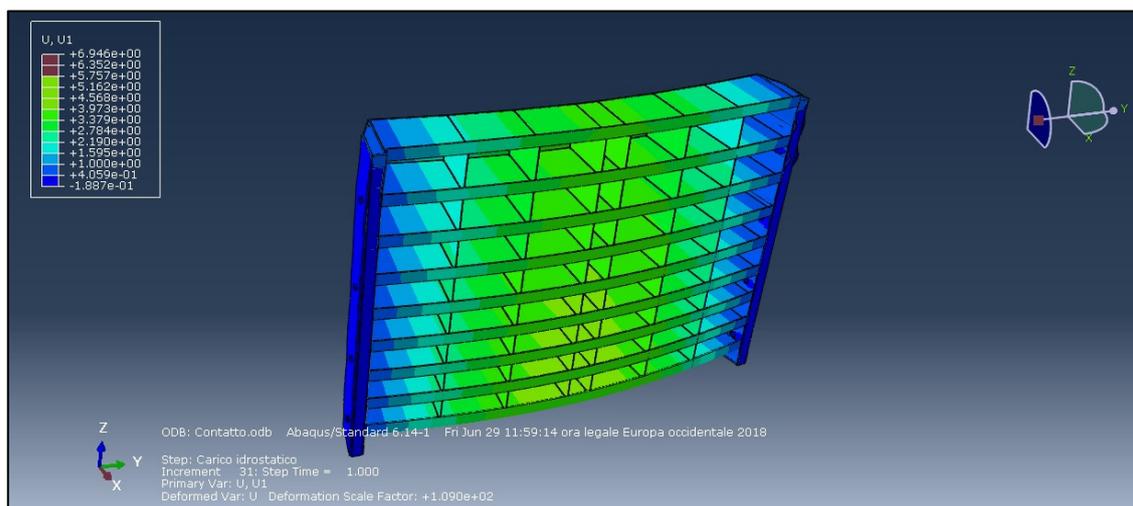


Figura 58: Rappresentazione della deformata a causa della spinta dell'acqua sulla paratoia.

I risultati ottenuti possono essere confrontati con i calcoli di progetto eseguiti nella Nota calcoli (Allegato 5), attraverso la Tabella 16:

Tabella 16: Confronto dei risultati tra analisi con modello agli elementi finiti e procedimento usato in Nota calcoli.

Grandezza	Risultato analitico (rif. Nota calcoli)	Risultato Abaqus	Variazione
Tensione normale massima (MPa)	75.63	75.27	0.4 %
Tensione tangenziale massima (MPa)	25.88	26.10	0.8 %
Spostamento massimo (mm)	3.29	3.88	15 %
Forza che si scarica sulla singola ruota (kN)	535	535	0%

Le variazioni nei valori tensionali e di spostamento sono causate dalla diversa interpretazione del sistema strutturale: la Nota calcoli fa riferimento a metodi semplici che considerano le travi in semplice appoggio alle fiancate, su cui agisce un carico distribuito che corrisponde al valore medio della pressione agente sulla paratoia. Nel modello in Abaqus sono presenti le fiancate e il sistema di ruote e perni, a loro volta sono a contatto con la rotaia vincolata. Pertanto le variazioni presenti, quasi nulle in termini tensionali, negli spostamenti possono essere accettate, considerando i risultati compatibili con quanto riportato in Nota calcoli.

I risultati, nei vari punti sopra descritti e necessari per le successive verifiche presenti nel Capitolo 7, sono i seguenti (Tabella 17):

Tabella 17: Tensioni  $s_{22}$  e  $s_{12}$  e spostamenti  $u_1$  sulle travi causati dal carico idrostatico.

Carico idrostatico W			
Sigla	$s_{22}$ (MPa)	$s_{12}$ (MPa)	$u_1$ (mm)
TS	75.27	24.15	4.32
T1	70.23	25.35	4.23
T2	71.45	24.55	4.14
T3	70.43	26.10	4.06
T4	70.60	24.91	3.96
T5	69.46	24.31	3.86
T6	66.21	25.53	3.74
T7	62.68	25.19	3.60
T8	55.22	25.72	3.45

Le sollecitazioni sui pannelli sono riportate dai seguenti andamenti in Figura 61, Figura 62, Figura 63 e Figura 64, in riferimento alle direzioni riportate in Figura 59 e Figura 60. Si evince chiaramente che le sollecitazioni maggiori si concentrano a ridosso delle nervature date dalle travi principali in direzione  $y$  e dagli irrigidimenti in direzione  $z$ . Sul lato più lungo, il valore massimo tensionale è in  $y = 0$  mm (che corrisponde al punto di attacco dell'irrigidimento più esterno) fino a decadere per poi nuovamente raggiungere un massimo a ridosso del baricentro del pannello. La stessa cosa vale lungo il lato più corto. Per il pannello inferiore si delineano andamenti leggermente differenti. Sul lato più lungo il massimo tensionale è raggiunto in prossimità del punto centrale. Le tensioni lungo il lato corto invece presentano valori massimi in corrispondenza delle nervature delle travi intermedie.

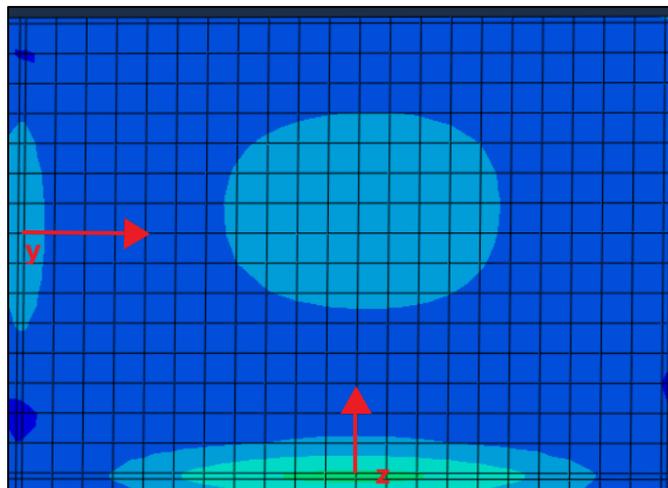


Figura 59: Posizione dell'origine per l'andamento delle tensioni lungo il pannello superiore.

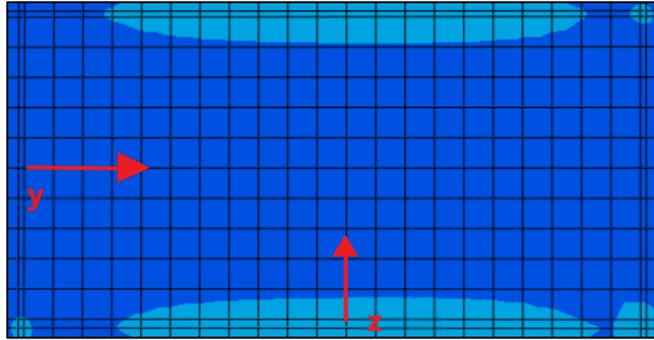


Figura 60: Posizione dell'origine per l'andamento delle tensioni lungo il pannello inferiore.

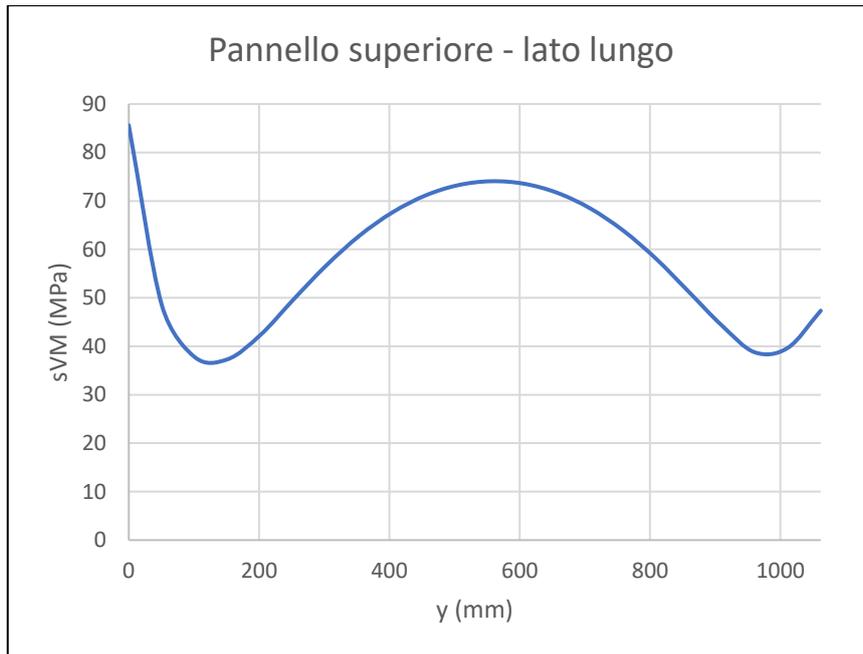


Figura 61: Andamento delle tensioni nel pannello superiore, in direzione y, causate dal carico idrostatico.

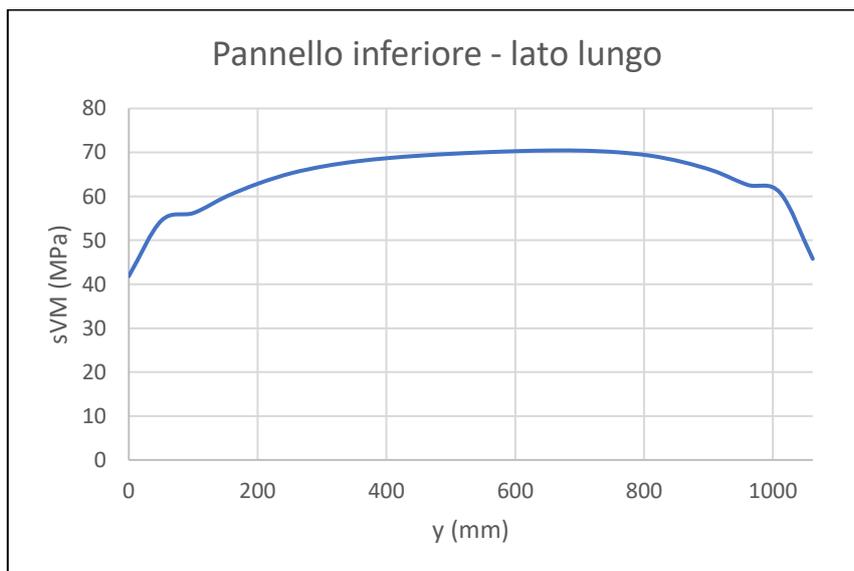


Figura 62: Andamento delle tensioni nel pannello inferiore, in direzione y, causate dal carico idrostatico.

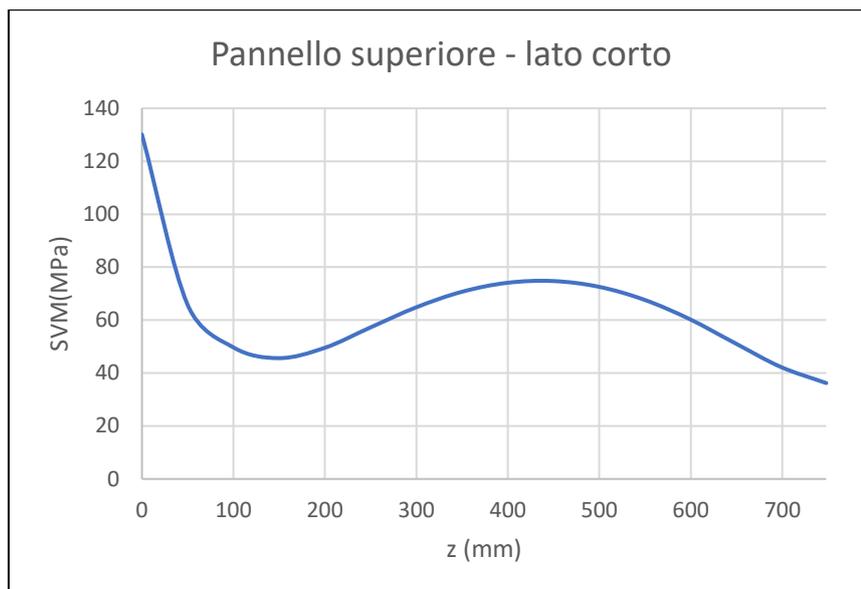


Figura 63: Andamento delle tensioni nel pannello superiore, in direzione z, causate dal carico idrostatico.

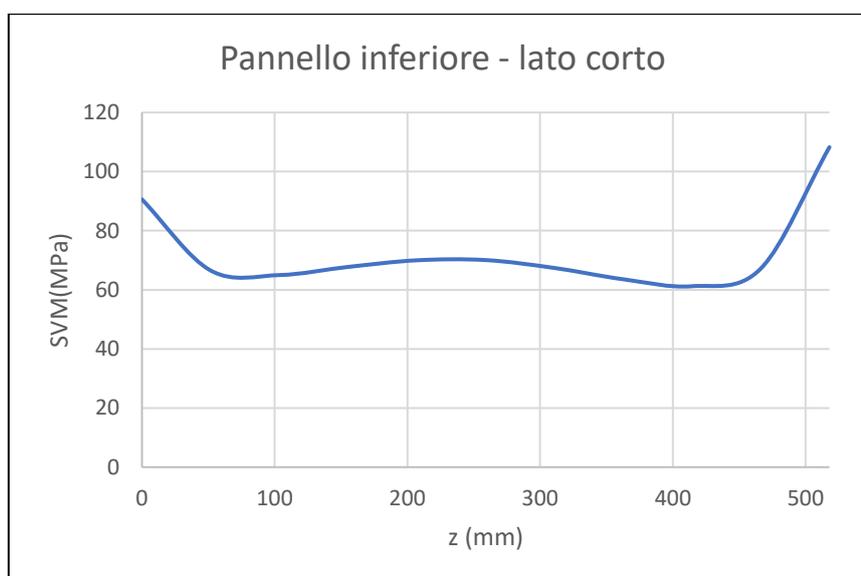


Figura 64: Andamento delle tensioni nel pannello inferiore, in direzione z, causate dal carico idrostatico.

Estrapolando invece le reazioni vincolari sulle rotaie, la reazione totale per ogni rotaia è pari 2140 kN che, diviso per 4, dà il carico agente su ogni ruota, ossia 535 kN, lo stesso ottenuto in fase di progettazione e come riferito nella Nota calcoli in Allegato 5.

#### 6.6.1.2 Risultati: analisi pseudostatica

Il carico idrodinamico dovuto all'inerzia dell'acqua si sovrappone alla pressione idrostatica. Rispetto a quest'ultima, si tratta di un carico comunque molto più contenuto, infatti la pressione che si va a esercitare sul mantello è dell'ordine del centinaio di kPa. Essendo anch'essa una distribuzione di pressione crescente al crescere del battente idraulico, la paratoia si comporta esattamente come riportato nel Paragrafo 6.6.1.1.

Per la valutazione delle tensioni agenti su travi e pannello si è presa la sovrappressione idrodinamica con sisma allo Stato Limite di Vita, che assume un'accelerazione massima pari a 0.0504 g. Per gli spostamenti sulle travi si fa riferimento, come condizione di carico, alla sovrappressione generata dal sisma allo Stato Limite di Danno, con accelerazione massima orizzontale pari a 0.0258 g.

I risultati ottenuti sono riportati in Tabella 18.

Tabella 18: Tensioni e spostamenti sulle travi causate dalla sovrappressione idrodinamica.

Carico idrodinamico $W_E$			
	SLV		SLD
Sigla	s22 (MPa)	s12 (MPa)	u1 (mm)
TS	3.36	0.94	0.1004
T1	3.24	1.17	0.1000
T2	3.36	1.15	0.0996
T3	3.38	1.25	0.0995
T4	3.46	1.22	0.0993
T5	3.49	1.26	0.0988
T6	3.41	1.32	0.0099
T7	3.31	1.34	0.0981
T8	3.01	0.73	0.0971

Le tensioni agenti sui pannelli (Figure 65, 66, 67, 68) hanno gli stessi andamenti del Paragrafo 6.6.1.1, cambia ovviamente l'ordine di grandezza. Si riscontra il massimo tensionale lungo il lato corto, a ridosso della nervatura data dalla trave principale.

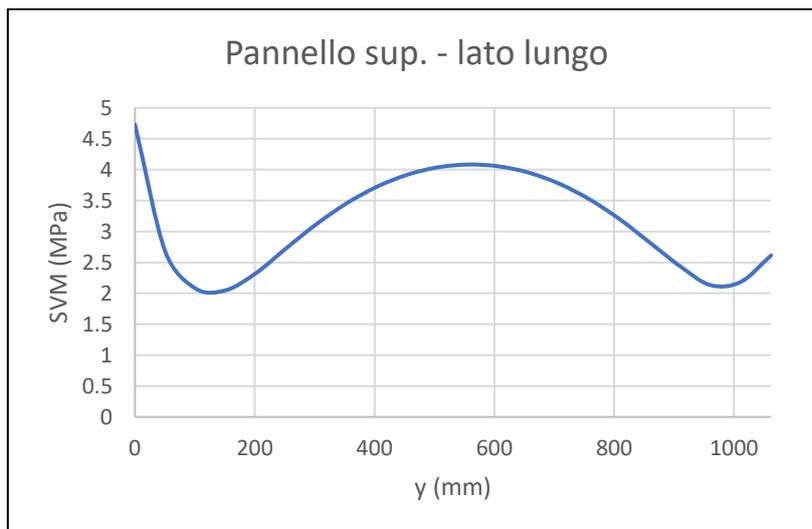


Figura 65: Andamento delle tensioni nel pannello superiore, in direzione y, causate dalla sovrappressione idrodinamica.

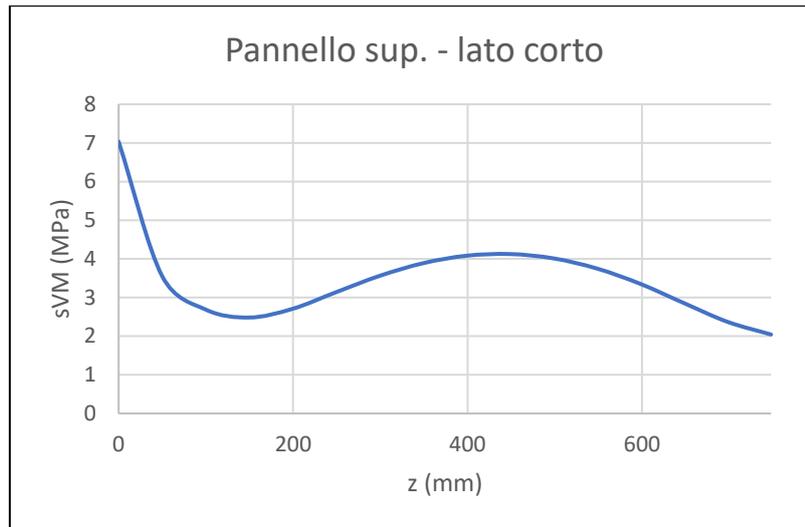


Figura 66: Andamento delle tensioni nel pannello superiore, in direzione z, causate dalla sovrappressione idrodinamica.

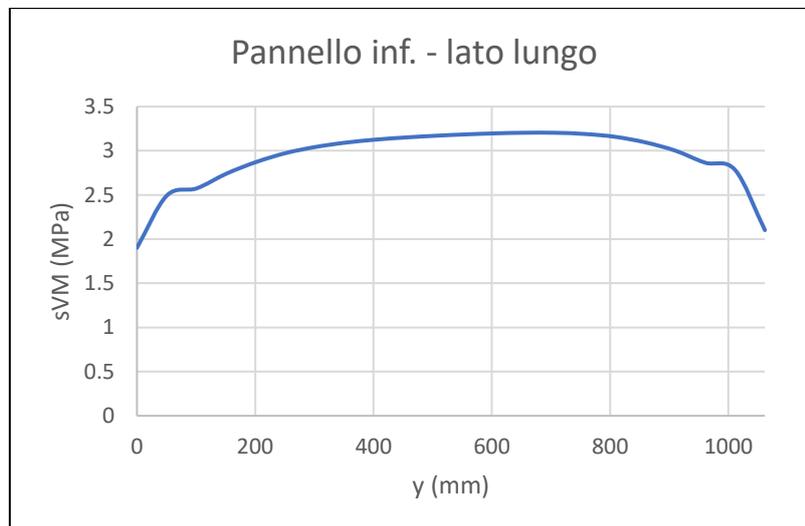


Figura 67: Andamento delle tensioni nel pannello inferiore, in direzione y, causate dalla sovrappressione idrodinamica.

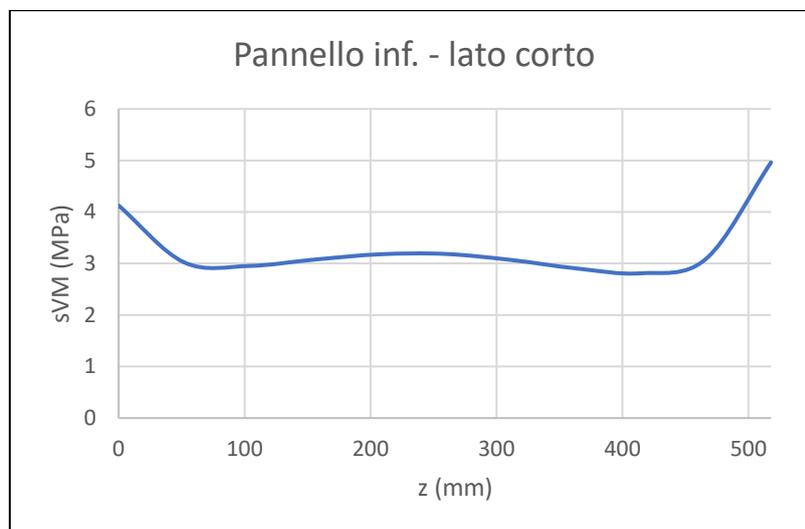


Figura 68: Andamento delle tensioni nel pannello inferiore, in direzione z, causate dalla sovrappressione idrodinamica.

Il carico agente su ogni ruota è invece pari a 26.14 kN, poiché la reazione totale valutata sulla singola rotaia è pari a 105 kN.

### 6.6.2 Modello 2

Per le analisi dinamiche sono state considerate le seguenti variabili di output:

- Tensioni s22 nel lembo teso della sezione di mezzeria di tutte le travi del diaframma;
- Tensioni s12 in corrispondenza dei baricentri delle sezioni di estremità delle travi del diaframma;
- Tensioni di Von Mises sVM agenti sui pannelli superiori e inferiori, estratte sia in direzione x che in direzione y;
- Spostamenti relativi in direzione x nelle sezioni di mezzeria delle travi e sulle estremità delle fiancate (Figura 71). Come punto base si considerano i punti di soglia del diaframma (per le travi) e delle fiancate, come riportato in Figura 69;
- Spostamenti relativi in direzione y sulle estremità (Figura 71 e Figura 72) delle fiancate (punto base corrispondente alla soglia della fiancata, Figura 69) e ruote (con il punto base corrispondente alla zona di contatto con la rotaia, Figura 70).

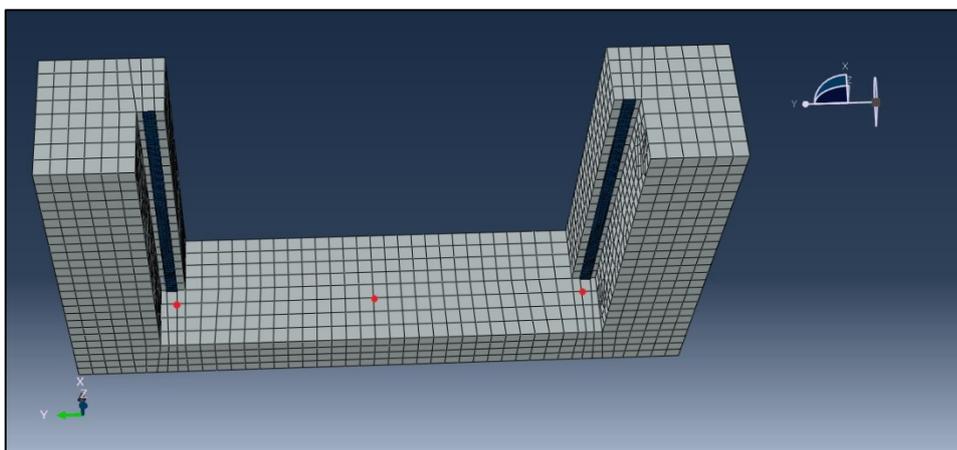


Figura 69: Disposizione dei punti di base per la valutazione degli spostamenti relativi della paratoia.

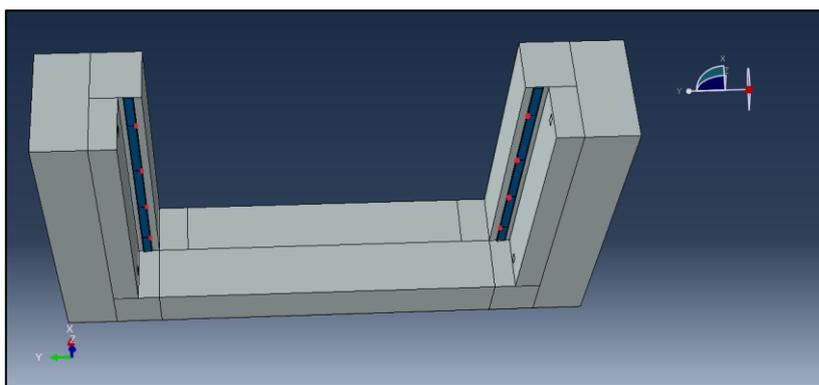


Figura 70: Disposizione dei punti di base sulle rotaie per la valutazione degli spostamenti relativi delle ruote.

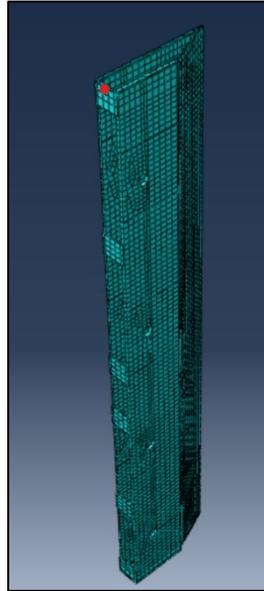


Figura 71: Punto target sul ciglio della fiancata per la valutazione degli spostamenti relativi.

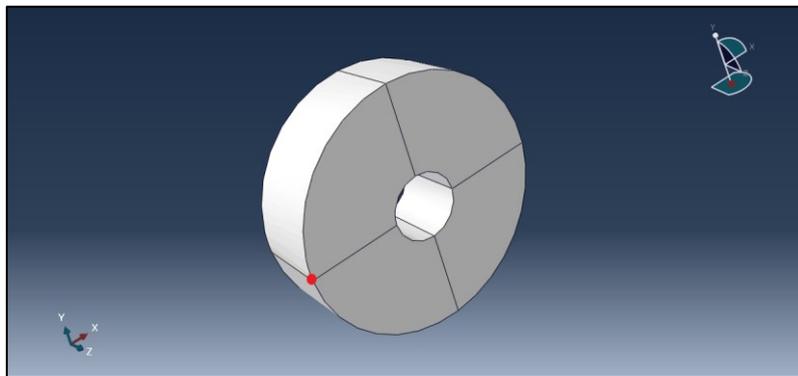


Figura 72: Punto target sulla ruota per la valutazione degli spostamenti relativi.

Di seguito, nelle Tabelle 19, 20, 21, 22, 23 si riportano gli identificativi dei nodi su cui vengono estratti i parametri di output sopracitati:

Tabella 19: Punti di estrazione degli output per le variabili s22.

Punti di estrazione dei valori s22		
Sigla	Componente (Part)	Nodo
TS	Trave di soglia	9944
T1	Trave intermedia 1	1457
T2	Trave intermedia 2	1457
T3	Trave intermedia 3	1457
T4	Trave intermedia 4	1457
T5	Trave intermedia 5	1457
T6	Trave intermedia 6	1457
T7	Trave intermedia 7	1457
T8	Trave intermedia 8	1457

Tabella 20: Punti di estrazione degli output per le variabili s12.

Punti di estrazione dei valori s12		
Sigla	Componente (Part)	Nodo
TS	Trave di soglia	4209
T1	Trave intermedia 1	732
T2	Trave intermedia 2	732
T3	Trave intermedia 3	732
T4	Trave intermedia 4	732
T5	Trave intermedia 5	732
T6	Trave intermedia 6	732
T7	Trave intermedia 7	732
T8	Trave intermedia 8	735

Tabella 21: Punti di estrazione degli output per le variabili u1.

Punti di estrazione dei valori u1		
Sigla	Componente (Part)	Nodo
TS	Trave di soglia	9944
T1	Trave intermedia 1	1457
T2	Trave intermedia 2	1457
T3	Trave intermedia 3	1457
T4	Trave intermedia 4	1457
T5	Trave intermedia 5	1457
T6	Trave intermedia 6	1457
T7	Trave intermedia 7	1457
T8	Trave intermedia 8	1457
F1	Fiancata 1	5243
F2	Fiancata 2	4578

Tabella 22: Punti di estrazione degli output per le variabili u2.

Punti di estrazione dei valori u2		
Sigla	Componente (Part)	Nodo
F1	Fiancata 1	5243
F2	Fiancata 2	4578
R1	Ruota 1	15
R2	Ruota 2	15
R3	Ruota 3	15
R4	Ruota 4	15
R5	Ruota 5	15
R6	Ruota 6	15
R7	Ruota 7	15
R8	Ruota 8	15

Tabella 23: Punti di estrazione degli output nei punti di base.

Punti base		
Nome	Componente (Part)	Nodo
Punto base Travi	Traversa CLS	1119
Punto base Fiancata 1	Traversa CLS	1411
Punto base Fiancata 2	Traversa CLS	1453
Punto base Ruota 1	Rotaia 1	2
Punto base Ruota 2	Rotaia 1	9
Punto base Ruota 3	Rotaia 1	26
Punto base Ruota 4	Rotaia 1	17
Punto base Ruota 5	Rotaia 2	2
Punto base Ruota 6	Rotaia 2	9
Punto base Ruota 7	Rotaia 2	26
Punto base Ruota 8	Rotaia 2	17

Per l'output sui pannelli del mantello, si richiama quanto detto al paragrafo 6.6.1, poiché i punti considerati i medesimi.

#### 6.6.2.1 Risultati: analisi dinamica

I risultati completi delle analisi dinamiche sono riportati nell'Allegato 3. Dalle storie temporali di output si sono estratti i valori di picco in riferimento alle variabili e nei punti citati nel paragrafo 6.6.2.

L'azione sismica di riferimento, necessaria per le valutazioni di verifica, si considera come la media dei valori massimi.

Di seguito si riporta il riepilogo (Tabella 24) dei risultati delle analisi dinamiche, per un totale di 28 processi di calcolo eseguiti di cui:

- 7 analisi eseguite con gli input sismici considerati per lo Stato Limite di Vita e moto sismico in direzione x, ossia parallelo al battente idraulico;
- 7 analisi eseguite con gli input sismici considerati per lo Stato Limite di Vita e moto sismico in direzione y, ossia trasversale rispetto al battente idraulico;
- 7 analisi eseguite con gli input sismici considerati per lo Stato Limite di Danno e moto sismico in direzione x;
- 7 analisi eseguite con gli input sismici considerati per lo Stato Limite di Danno e moto sismico in direzione y.

Per la consultazione completa si richiama l'Allegato 3.

Tabella 24: Tensioni sulle travi causate dalle azioni sismiche.

	Tensioni sulle travi - SLV			
	Sisma X		Sisma Y	
	s22 (MPa)	s12 (MPa)	s22 (MPa)	s12 (MPa)
TS	0.304	0.223	0.089	0.077
TI1	0.279	0.100	0.036	0.033
TI2	0.287	0.099	0.014	0.022
TI3	0.280	0.103	0.012	0.024
TI4	0.279	0.094	0.013	0.021
TI5	0.275	0.091	0.009	0.022
TI6	0.275	0.093	0.005	0.009
TI7	0.291	0.094	0.007	0.024
TI8	0.328	0.248	0.018	0.043

Di seguito, nelle Figure 73, 74, 75, 76, si riportano gli andamenti delle tensioni medie di Von Mises agenti sui pannelli, sia con il sisma in direzione x che in direzione y.

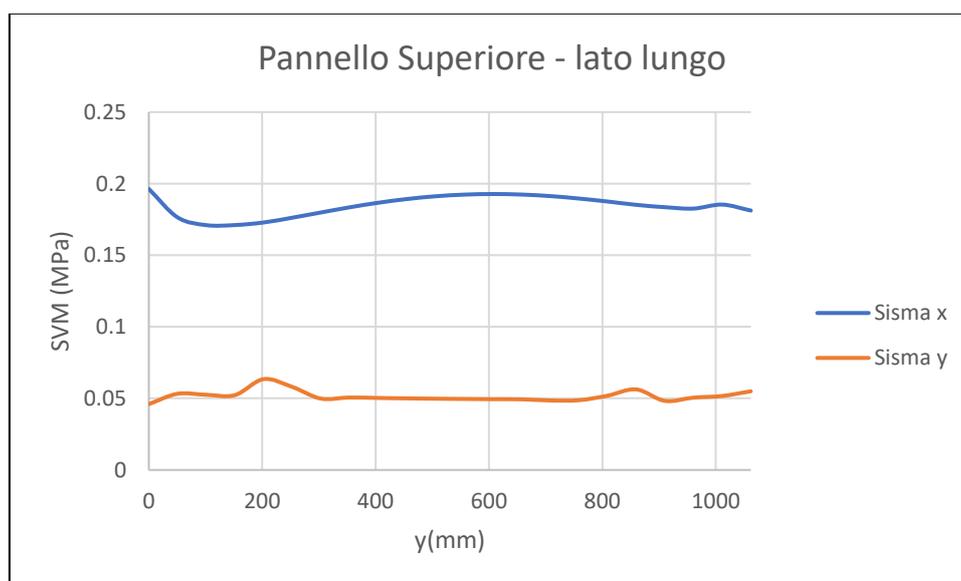


Figura 73: Andamento delle tensioni nel pannello superiore, in direzione y, causate dalle azioni sismiche.

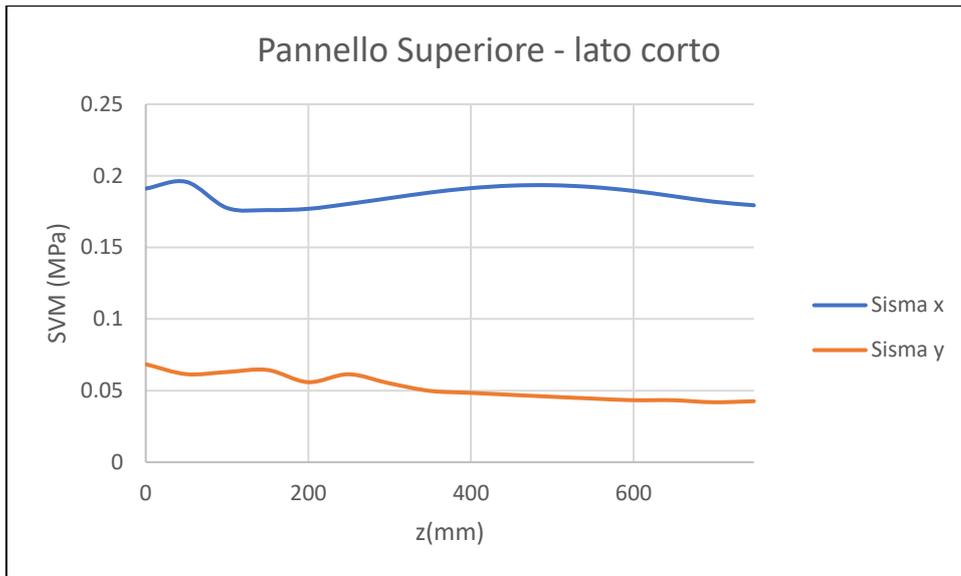


Figura 74: Andamento delle tensioni nel pannello superiore, in direzione z, causate dalle azioni sismiche.

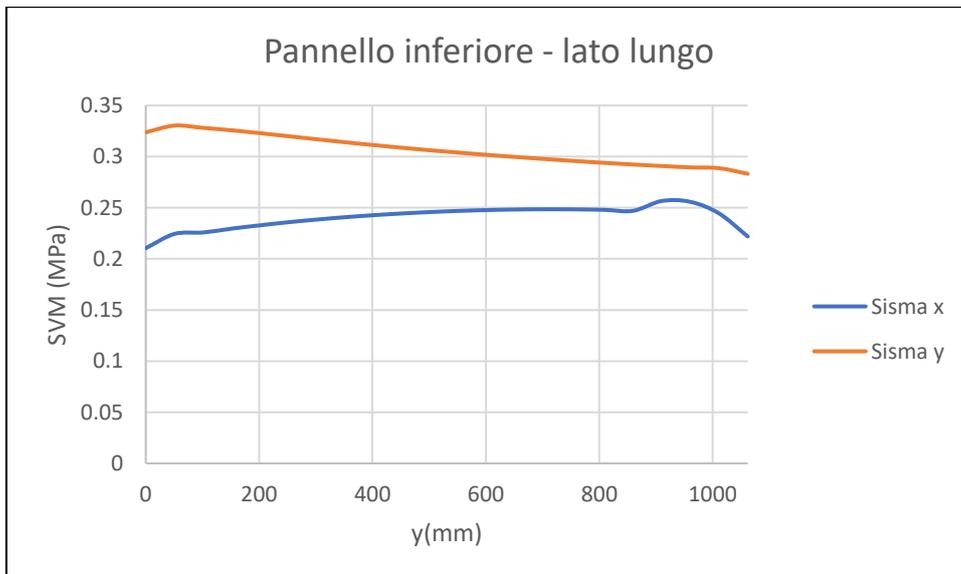


Figura 75: Andamento delle tensioni nel pannello inferiore, in direzione y, causate dalle azioni sismiche.

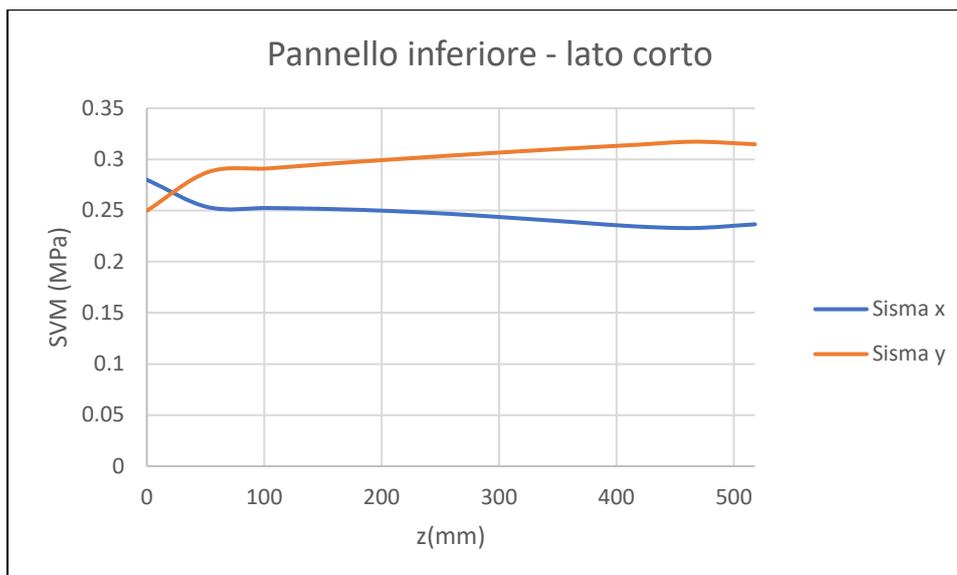


Figura 76: Andamento delle tensioni nel pannello inferiore, in direzione z, causate dalle azioni sismiche.

Dai grafici si denota che nel pannello superiore le tensioni hanno un andamento pressoché costante, con valori maggiori se il moto sismico è perpendicolare al piano del pannello. La situazione cambia sul pannello inferiore dove il moto sismico in direzione parallela al piano del pannello genera tensioni maggiori, sia sul lato corto sia sul lato lungo.

In termini di spostamenti, i risultati sono riassunti in Tabella 25 e Tabella 26.

Tabella 25: Spostamenti u1 causati dalle azioni sismiche.

	Spostamenti u1 medi (mm) - SLD	
	Sisma X	Sisma Y
F1	0.0263	0.0016
F2	0.0253	0.0015
TS	0.0103	0.0015
T1	0.0126	0.0014
T2	0.0151	0.0013
T3	0.0176	0.0011
T4	0.0202	0.0010
T5	0.0230	0.0009
T6	0.0260	0.0007
T7	0.0293	0.0005
T8	0.0328	0.0005

Tabella 26: Spostamenti u2 causati da azioni sismiche.

	Spostamenti u2 (mm) medi - SLD	
	Sisma X	Sisma Y
F1	0.0008	0.0214
F2	0.0025	0.0214
Ruota1	0.0027	0.0169
Ruota2	0.0023	0.0183
Ruota3	0.0030	0.0135
Ruota4	0.0043	0.0043
Ruota5	0.0023	0.0171
Ruota6	0.0014	0.0228
Ruota7	0.0018	0.0230
Ruota8	0.0037	0.0064

Il contributo della massa inerziale della struttura in termini di spostamento è molto piccolo, l'ordine massimo di grandezza per spostamenti in entrambe le direzioni è del centesimo di millimetro.

## Capitolo 7 - Verifiche

Nel presente capitolo vengono eseguite le verifiche sismiche sia nei confronti delle componenti strutturali della paratoia sia in quelli degli organi di manovra (ad esempio ruote, perni, boccole, meccanismi di sollevamento).

Le verifiche vengono svolte sia per lo Stato Limite Ultimo, con le azioni sismiche valutate secondo lo Stato Limite di Vita, sia per lo Stato Limite di Esercizio, con gli effetti sismici calcolati assumendo l'evento allo Stato Limite di Danno.

Dopo un'analisi della vulnerabilità della paratoia nella situazione attuale, viene effettuata un'amplificazione degli effetti sismici per comprendere quale sia il sisma che rende la paratoia incapace di gestire le portate.

Il riferimento normativo di base è la normativa tedesca DIN 19704, poiché permette di coprire tutte le problematiche della progettazione delle paratoie, cioè la resistenza di parti meccaniche come ruote, perni, boccole, la resistenza della rotaia e le forze di manovra.

Le verifiche affrontate sono le seguenti:

- Stato Limite Ultimo:
  - Resistenza a flessione e a taglio delle travi;
  - Resistenza tensionale dei pannelli;
  - Resistenza di ruote, perni e boccole;
  - Resistenza della rotaia del calcestruzzo di supporto;
- Stato Limite di Esercizio
  - Deformabilità del diaframma;
  - Verifiche delle forze di manovra;
  - Spostamenti paratoia "a secco".

È necessario fare un'osservazione sulle verifiche di instabilità flessionale: facendo riferimento a quanto indicato nel paragrafo 4.2.4.1.3.2 delle Normative tecniche delle costruzioni del 2018, si otterrebbe un fattore di riduzione per instabilità flessionale pari all'unità, pertanto non vi è alcuna riduzione nei confronti della resistenza, poiché presenza di fitti irrigidimenti determina un momento critico molto elevato. Si è quindi deciso di non eseguire le verifiche di instabilità, poiché assumono, in questo caso particolare, il medesimo criterio delle verifiche di resistenza.

### 7.1 Verifica della resistenza delle membrature composte trave-mantello (SLU)

Per le verifiche di resistenza si fa riferimento a quanto riportato nei paragrafi 7.4 e 7.5 della normativa DIN 19704. In particolare la norma indica di valutare la resistenza delle sezioni adoperando il metodo elastico-elastico, seguendo i metodi di calcolo e di confronto tra resistenze e sollecitazioni in base a quanto prescritto dalla normativa DIN 18800-1. Quest'ultima è il riferimento normativo tedesco delle strutture in acciaio, pertanto in questa trattazione si richiamano i metodi di verifica riportati nelle NTC 2018, nel punto 4.2 *Costruzioni in acciaio*.

Nel metodo elastico, come espresso nel paragrafo 4.2.3.2 della normativa, si assume un comportamento elastico-lineare del materiale sino al raggiungimento della condizione di snervamento.

Secondo quanto viene riportato nel paragrafo 4.2.4.1.2, la verifica in campo elastico viene eseguita attraverso il criterio generale per gli stati di sforzo piani tipici delle travi, che richiama la formulazione di Von Mises:

$$\sigma_{x,Ed}^2 + \sigma_{y,Ed}^2 - \sigma_{y,Ed}\sigma_{x,Ed} + 3\tau_{Ed}^2 \leq \left(f_{yk}/\gamma_{M0}\right)^2 \quad (7.1)$$

Dove:

- $\sigma_{x,Ed}$  è il valore di progetto della tensione normale nel punto in esame, diretto parallelamente all'asse della membratura;
- $\sigma_{y,Ed}$  è il valore i progetto della tensione normale nel punto in esame, diretta ortogonalmente all'asse della membratura;
- $\tau_{Ed}$  è il valore di progetto della tensione tangenziale nel punto in esame, agente nel piano della sezione della membratura;
- $f_{yk}$  è la tensione caratteristica di snervamento, dipendente dalla tipologia di materiale utilizzato;
- $\gamma_{M0}$  è il fattore parziale globale applicato alla resistenza, in queste verifiche si assume pari 1.05, come indicato in Tabella 4.2.VII della Normativa Tecnica.

### 7.1.1 SLU flessione delle membrature

I punti in esame sono i medesimi di quelli riportati in Tabella 14 e Tabella 19, ossia i punti in mezzera della trave, poiché assumono le massime sollecitazioni tensionali a causa della flessione del diaframma.

Il criterio di verifica, riportato in Equazione 7.1, pertanto si semplifica nel seguente modo:

$$\sigma_{x,Ed}^2 \leq \left( f_{yk} / \gamma_{M0} \right)^2 \quad (7.2)$$

Il valore  $\sigma_{x,Ed}$  è dato dalle sollecitazioni s22 ottenute in analisi, in riferimento alle seguenti combinazioni sismiche delle azioni:

- Combinazione 1: sisma massimo in direzione perpendicolare al mantello della paratoia

$$W + W_E(SLV) + E_x(SLV) + 0.3E_y(SLV) \quad (7.3)$$

- Combinazione 2: sisma massimo in direzione parallela al piano del mantello della paratoia

$$W + 0.3W_E(SLV) + 0.3E_x(SLV) + E_y(SLV) \quad (7.4)$$

La combinazione più gravosa è la prima, pertanto i valori di tensione di progetto nei punti in esame sono riportati in Tabella 27:

Tabella 27: Sollecitazioni di progetto per la verifica della resistenza a flessione delle membrature.

	$\sigma_{x,Ed}$ (MPa)
TS	78.97
TI1	73.76
TI2	75.10
TI3	74.09
TI4	74.35
TI5	73.23
TI6	69.89
TI7	66.28
TI8	58.56

L'acciaio utilizzato per la fabbricazione delle membrature della paratoia è di S275, pertanto si ottiene:

- Resistenza caratteristica a snervamento  $f_{yk} = 275$  MPa;

- Resistenza di progetto  $f_{yd}$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{275}{1.05} = 261.9 \text{ MPa} \quad (7.5)$$

In riferimento all'Equazione 7.2, si riportano i seguenti risultati in Tabella 28 tramite il seguente rapporto, riportato in Equazione 7.6:

$$R_d/S_d = f_{yd}/\sigma_{x,Ed} \geq 1 \quad (7.6)$$

Tabella 28: Risultati della verifica a flessione delle membrature.

	$R_d/S_d$
TS	3.3
T1	3.6
T2	3.5
T3	3.5
T4	3.5
T5	3.6
T6	3.7
T7	4.0
T8	4.5

Le verifiche sono pienamente soddisfatte, considerando la situazione attuale di bassa sismicità del sito di Santa Vittoria d'Alba.

### 7.1.2 SLU taglio delle membrature

I punti in esame sono i medesimi di quelli riportati nelle Tabelle 15 e 20, ossia i punti dei baricentri delle sezioni di estremità delle travi, poiché assumono le massime sollecitazioni tangenziali a causa della flessione del diaframma.

Il criterio di verifica, riportato in Equazione 7.1, pertanto si semplifica nel seguente modo:

$$\tau_{Ed} \leq f_{yd}/\sqrt{3} \quad (7.7)$$

Il valore  $\tau_{Ed}$  è dato dalle sollecitazioni  $s_{12}$  ottenute in analisi, in riferimento alle stesse combinazioni sismiche delle azioni riportate nel Paragrafo 7.1.1.

La combinazione più gravosa è la prima, pertanto i valori di tensione di progetto nei punti d'esame sono riportati in Tabella 29:

Tabella 29: Sollecitazioni di progetto per la verifica a taglio delle membrature.

	$\tau_{Ed}$ (MPa)
TS	25.34
TI1	26.63
TI2	25.81
TI3	27.46
TI4	26.23
TI5	25.67
TI6	26.95
TI7	26.63
TI8	26.70

Essendo la resistenza caratteristica dell'acciaio pari a 275 MPa, la resistenza di progetto per la verifica nei confronti degli sforzi di taglio  $f_{wyd}$  sarà data da:

$$f_{wyd} = f_{yd} / \sqrt{3} = 151.2 \text{ MPa} \quad (7.8)$$

In riferimento al criterio riportato dall'Equazione 7.7, si riportano in Tabella 30 i seguenti risultati tramite il seguente rapporto in Equazione 7.9:

$$R_d / S_d = f_{wyd} / \tau_{Ed} \geq 1 \quad (7.9)$$

Tabella 30: Risultati della verifica a taglio delle membrature.

	$R_d / S_d$
TS	6.0
T1	5.7
T2	5.9
T3	5.5
T4	5.8
T5	5.9
T6	5.6
T7	5.7
T8	5.7

Osservando la Tabella 30, la verifica a taglio delle membrature nei confronti delle combinazioni sismiche delle azioni sono ampiamente soddisfatte all'attuale condizione.

## 7.2 Verifica di resistenza dei pannelli (SLU)

Il criterio di verifica dei pannelli che compongono il mantello, di spessore 12 mm, è il seguente e fa riferimento alla formulazione dell'Equazione 7.1:

$$\sigma_{VM,d} \leq f_{yd} \quad (7.10)$$

Dove le tensioni di progetto  $\sigma_{VM,d}$  sono date dalle tensioni sVM ottenute nei paragrafi 6.6.1 e 6.6.2 mediante le combinazioni delle azioni riportate nel paragrafo 7.1.1.

Le massime tensioni di progetto, oggetto di verifica, si hanno con la prima combinazione delle azioni.

La tensione massima nel pannello superiore si ha nel punto di collegamento tra la nervatura principale orizzontale (trave) e il pannello superiore del mantello, tra la prima e la seconda nervatura orizzontale. Per il pannello superiore la massima tensione si riscontra a ridosso del collegamento con l'ottava nervatura orizzontale.

I valori di progetto delle sollecitazioni sono riepilogati in Tabella 31.

Tabella 31: Sollecitazioni di progetto per la verifica di resistenza dei pannelli.

	$\sigma_{VM,d}$ (MPa)
Pannello Sup.	137.37
Pannello Inf.	113.54

Essendo l'acciaio che compone il mantello sempre di tipo S275, la resistenza di progetto è pari a 261.9 MPa.

In riferimento al criterio riportato dall'Equazione 7.10, si riportano i seguenti risultati tramite il seguente rapporto:

$$R_d/S_d = f_{yd}/\sigma_{VM,d} \geq 1 \quad (7.11)$$

Tabella 32: Risultati delle verifiche di resistenza dei pannelli.

	$R_d/S_d$
Pannello Sup.	1.9
Pannello Inf.	2.3

Le verifiche pertanto risultano soddisfatte.

### 7.3 Verifica delle pressioni di contatto tra ruota e rotaia (SLU)

La progettazione delle ruote di una paratoia tiene conto delle pressioni di contatto che si generano tra la superficie piana della rotaia e la superficie curva della ruota. A causa della deformazione elastica si forma una piccola superficie di contatto tra ruota e rotaia. Le pressioni mutue che si generano possono essere elevate a causa delle dimensioni molto contenute di questa superficie.

Le pressioni di contatto, in riferimento a quanto esposto nel paragrafo 10.22 della DIN 19704 e anche in letteratura (Erbisti, 2014), vengono valutate mediante l'applicazione della teoria di Hertz.

Il criterio di verifica delle pressioni di contatto tra ruota e rotaia è dato dalla seguente condizione:

$$\max p_d \leq p_{R,d} \quad (7.12)$$

Dove:

- $\max p_d$  è la massima pressione di contatto, spiegata di seguito;
- $p_{R,d}$  è la resistenza di progetto, tratta dalla DIN 19704 nella seguente espressione:

$$p_{R,d} = 3 f_{yk} \quad (7.13)$$

assumendo  $f_{yk}$  come resistenza caratteristica, prendendo quella minore tra quella della ruota e della rotaia.

La massima pressione di contatto  $\max p_d$  dipende dalla geometria delle superfici a contatto e dalle forze che agiscono sulle ruote. Per contatto tra superficie piana (della rotaia) e cilindrica la massima pressione è ottenibile grazie alla seguente formulazione (Timoshenko, 1940):

$$\max p_d = \sqrt{\frac{P_d E}{\pi D a (1 - \nu^2)}} \quad (7.14)$$

Dove:

- $P_d$  è la forza di progetto agente sulle ruote, la cui valutazione viene spiegata di seguito;
- $E$  è il modulo di Young del materiale, assunto pari a 206000 MPa sia per la rotaia che per la ruota;
- $D$  è il diametro della ruota, pari a 490 mm;
- $a$  è la larghezza della zona di contatto, pari a 150 mm, dato dallo spessore della ruota;
- $\nu$  è il coefficiente di Poisson, pari a 0.3.

Il valore  $P_d$  si ottiene mediante le forze di reazione e di taglio ottenute in fase di analisi, in riferimento alle medesime combinazione di azioni citate nel paragrafo 7.1.1.

Per ottenere gli effetti  $E_x$  e  $E_y$ , delle sollecitazioni sismiche derivanti dall'inerzia della struttura, dagli sforzi tangenziali  $s_{12}$  si calcolano le sollecitazioni di taglio alle estremità delle travi mediante la formulazione di Jourawski:

$$V = \frac{s_{12} \cdot t \cdot J}{S} \quad (7.15)$$

Dove:

- $t$  è lo spessore di taglio;
- $J$  è il momento d'inerzia della sezione considerata;
- $S$  è il momento statico rispetto al baricentro della sezione considerata.

Le caratteristiche geometriche di  $t$ ,  $J$  e  $S$  sono le seguenti:

- per la trave superiore T8 si considera la sezione rappresentata dalla Figura 77:

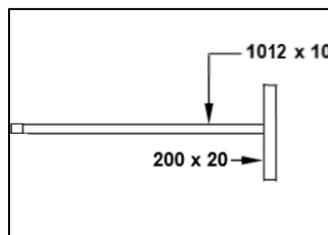


Figura 77: Sezioni di riferimento per la trave di taglio superiore.

con le seguenti caratteristiche geometriche:

- $t = 10$  mm;
- $S = 2.13 \cdot 10^6$  mm<sup>3</sup>;
- $J = 1.63 \cdot 10^9$  mm<sup>4</sup>.
- Per le travi intermedie che vanno dalla T1 alla T7 si considera la sezione resistente in Figura 78:

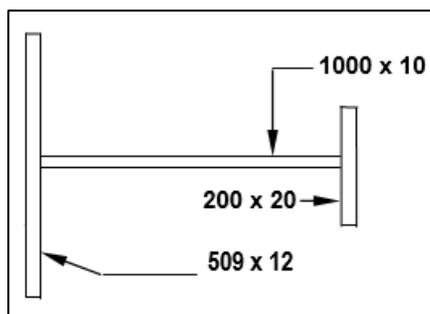


Figura 78: Sezioni di riferimento per le travi intermedie.

con le seguenti caratteristiche geometriche:

- $t = 10 \text{ mm}$ ;
  - $S = 3.78 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$ ;
  - $J = 3.38 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$ .
- Per la trave di soglia TS la sezione resistente è la rappresentata in Figura 79:

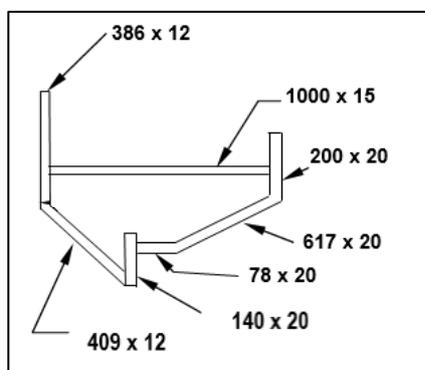


Figura 79: Sezioni di riferimento per la trave di soglia.

con le seguenti caratteristiche geometriche:

- $t = 27 \text{ mm}$ ;
- $S = 6.86 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$ ;
- $J = 5.29 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$ .

Una volta ottenute le sollecitazioni alle estremità di tutte le travi, si estrapola la somma e la si divide per il numero di ruote presenti, ottenendo la forza agente sulle ruote dovuta alle azioni sismiche  $E_x$  e  $E_y$ , denominata  $P_E$ .

Di seguito, in Tabella 33, si riporta un riepilogo delle forze sismiche dovute all'inerzia della struttura che si vanno a scaricare sulle ruote.

Tabella 33: Sollecitazioni di taglio generate dalle azioni inerziali della struttura.

	Sisma X	Sisma Y
	$V_E$ (kN)	$V_E$ (kN)
TS	4.64	1.60
T1	0.90	0.29
T2	0.89	0.19
T3	0.92	0.22
T4	0.84	0.19
T5	0.82	0.19
T6	0.83	0.08
T7	0.84	0.21
T8	1.89	0.33

	Sisma X	Sisma Y
$V_{E,tot}$ (kN)	12.56	3.30
$P_E$ (kN)	3.14	0.83

Combinando le azioni ottenute in Tabella 33 con gli effetti generati dalla spinta idrostatica e dalle sovrappressioni idrodinamiche mediante le combinazioni riportate al paragrafo 7.1.1, si ottengono le sollecitazioni di progetto agenti sulle ruote, valutate allo Stato Limite Ultimo.

Le azioni di progetto per la verifica delle pressioni di contatto sono riportate in Tabella 34.

Tabella 34: Forze agenti sulle ruote.

Azioni sulle ruote e rotaie (kN)	
$P_W$	535.25
$P_{WE}$	26.14
$P_{Ex}$	3.14
$P_{Ey}$	0.83
<b><math>P_d</math> (Comb. 1)</b>	<b>564.78</b>
$P_d$ (Comb. 2)	544.86

Si ottiene pertanto la massima pressione di contatto di progetto:

- $\max p_d = 751.29$  MPa

Le ruote sono in acciaio al carbonio tipo 2C40, mentre le rotaie sono in acciaio tipo S355 ( $f_{yk} = 355$  MPa). Si sceglie come resistenza di progetto quella relativa alla rotaia, poiché tra i due materiale presenta un valore minore. In riferimento alla formula espressa in Equazione 7.13 la resistenza di progetto sarà data da:

- $p_{Rd} = 1065$  MPa

In riferimento al criterio riportato dall'Equazione 7.12, si riportano i seguenti risultati tramite il seguente rapporto:

$$R_d/S_d = p_{Rd}/\max p_d \geq 1 \quad (7.16)$$

Ottenendo un rapporto pari 1.42, che soddisfa la verifica.

#### 7.4 Verifica della resistenza di boccola e perno (SLU)

La verifica di resistenza di boccole e perni che compongono la ruota si esegue in riferimento alle stesse azioni di progetto ottenute in paragrafo 7.3.

Il perno viene considerato come una trave in semplice appoggio, lunga 204 mm, su cui agisce un carico distribuito lungo la lunghezza della boccola stessa, ossia 160 mm. Il carico si può ottenere dividendo il carico agente sulla ruota  $P_d$  per la lunghezza della boccola, con schemi di carico e sollecitazioni in riferimento a Figura 6 ed Equazione 1.5, nel Paragrafo 1.2.1.4.

Il perno, che ha una sezione circolare di diametro di 115 mm, dispone delle seguenti caratteristiche:

- Modulo di resistenza del perno  $W_p = 149300 \text{ mm}^3$ .

Le sollecitazioni di calcolo sono le seguenti:

- Momento flettente  $M_d = 17.51 \text{ kNm}$ ;
- Massima sollecitazione di flessione  $\sigma_{p,d} = M_d / W_p = 117.27 \text{ MPa}$ .

Il perno in acciaio inox AISI 240, ha una resistenza caratteristica allo snervamento pari a 590 MPa. Come richiesto nel paragrafo 9.4 della DIN 19704, si adotta un coefficiente parziale lato resistenza  $\gamma_M$  pari a 1.5. La resistenza di progetto del perno  $f_{yd,perno}$  è pari a 393.33 MPa.

Il criterio di verifica è il seguente:

$$R_d/S_d = f_{yd,perno}/\sigma_{p,d} \geq 1 \quad (7.17)$$

dove si ottiene un rapporto pari a 3.4.

Anche la resistenza della boccola, in materiale Feroform T814, va verificata. Come fornito dalla casa costruttrice, la pressione massima ammissibile è pari a 50 MPa. In riferimento all'azione sulla ruota  $P_d$ , sulla boccola agisce una pressione specifica di progetto pari a 30.69 MPa. Anche in questo caso la verifica viene soddisfatta, con rapporto pari a 1.6.

#### 7.5 Verifica della resistenza della rotaia e del calcestruzzo di supporto (SLU)

Il dimensionamento della rotaia viene eseguito considerandola come una trave su fondazione elastica, assumendo per il calcestruzzo, su cui la rotaia è ancorata, un modulo di fondazione  $k_0$  pari a  $250 \text{ N/mm}^3$ , secondo quanto riportato nel paragrafo 7.7.4 della DIN 19704.

La verifica viene svolta secondo il medesimo approccio riscontrato nella Nota calcoli, facendo pertanto riferimento alla Normativa DIN 19704 del 1976, Paragrafo 6.5.4, approccio riportato anche in letteratura (Erbisti, 2014).

La rotaia viene assunta come una trave avente la seguente sezione (Figura 80) e caratteristiche geometriche:

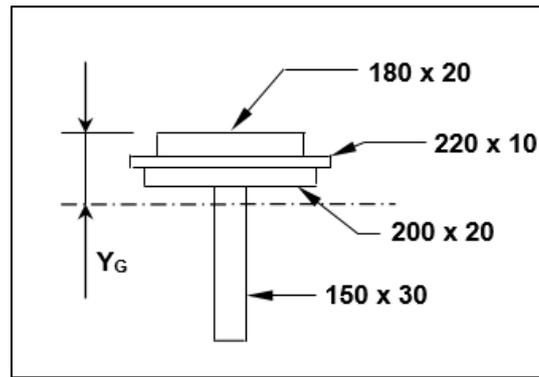


Figura 80: Sezione resistente della trave di supporto della rotaia.

- area  $A = 14300 \text{ mm}^2$ ;
- posizione baricentro  $Y_G = 56.9 \text{ mm}$ ;
- momento d'inerzia  $J = 4.088 \cdot 10^7 \text{ mm}^4$ ;
- modulo di resistenza  $W = 2.856 \cdot 10^5 \text{ mm}^3$ ;
- momento statico  $S = 3.072 \cdot 10^5 \text{ mm}^3$ ;
- spessore interessato al taglio  $t = 30 \text{ mm}$ .

Le sollecitazioni si ricavano mediante la teoria della trave su fondazione elastica, considerando l'applicazione di un carico concentrato che è nient'altro che  $P_d$ , ossia la forza di progetto trasmessa sulle ruote. In riferimento alle formulazioni riscontrabili in letteratura (Hetenyi, 1974), il massimo momento flettente è ricavabile dall'Equazione 7.18:

$$M_d = \frac{P_d}{4} \sqrt{\frac{4 E J}{l_p k_0}} \quad (7.19)$$

Dove:

- $E$  è il modulo di elasticità dell'acciaio, assunto pari a 206000 MPa;
- $l_p$  è la larghezza di contatto tra la rotaia e il cemento, pari a 200 mm;
- $k_0$  è il modulo di fondazione di calcestruzzo, assunta pari a 250 N/mm<sup>3</sup>.

Di seguito, in Tabella 35, si riporta un riepilogo delle sollecitazioni di calcolo, derivanti dalla forza  $P_d$  relativa alla prima combinazione di carico riportata nel Paragrafo 7.1.1.

Tabella 35: Sollecitazioni di progetto agenti sulla trave di supporto della rotaia.

Azioni su rotaia	
$P_d$ (kN)	564.78
$M_d$ (kNm)	22.86
$\sigma_d$ (MPa)	80.03
$V_d$ (kN)	282.39
$\tau_d$ (MPa)	70.74

Per la trave di supporto della rotaia, in acciaio S275, si adottano i seguenti valori di resistenza:

- resistenza caratteristica allo snervamento  $f_{yk} = 275$  MPa;
- coefficiente parziale lato resistenza  $\gamma_M = 1.5$  (DIN 19704 (1998), paragrafo 9.4);
- resistenza di progetto  $f_{yd} = 183$  MPa;
- resistenza al taglio di progetto  $f_{w,yd} = 105$  MPa.

La verifica della resistenza nei confronti della trave di supporto della rotaia è soddisfatta se si rispettano le seguenti condizioni:

$$R_d/S_d = f_{yd}/\sigma_d \geq 1 \quad (7.20)$$

$$R_d/S_d = f_{w,yd}/\tau_d \geq 1 \quad (7.21)$$

Nella Tabella 36 si mostrano i risultati ottenuti

Tabella 36: Risultati della verifica di resistenza della trave di supporto della rotaia.

	$R_d/S_d$
Flessione	2.3
Taglio	1.5

Nell'attuale situazione le verifiche risultano soddisfatte.

Per la verifica della resistenza del calcestruzzo, si valuta la pressione specifica agente sul calcestruzzo  $p_{CLS,d}$  mediante la seguente formula:

$$p_{CLS,d} = \frac{V_d^4}{l_p} \sqrt{\frac{l_p k_0}{4 E J}} \quad (7.22)$$

Ottenendo un valore di  $p_{CLS,d}$  pari a 8.72 MPa.

La resistenza del calcestruzzo, di tipo C25/30, si ottiene in riferimento a quanto riportato dalle indicazioni della NTC 2018:

- resistenza cubica caratteristica a compressione  $R_{ck} = 30$  MPa;
- resistenza cilindrica caratteristica a compressione  $f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} = 24.9$  MPa;
- coefficiente parziale lato calcestruzzo  $\gamma_c = 1.5$ ;
- coefficiente riduttivo delle resistenze di lunga durata  $\alpha_{cc} = 0.85$ ;
- resistenza di progetto a compressione  $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 14.1$  MPa.

La verifica si soddisfa rispettando la seguente condizione:

$$R_d/S_d = f_{cd}/p_{CLS,d} \geq 1 \quad (7.23)$$

Si ottiene un rapporto di verifica pari a 1.6, la verifica risulta quindi soddisfatta.

## 7.6 Verifiche allo Stato Limite di Esercizio: deformabilità del diaframma

Le norme in materia di paratoie prestabiliscono dei criteri di verifica anche nei confronti degli spostamenti. I limiti massimi vengono generalmente imposti dalla committenza in base a quali siano le esigenze dal punto di vista prestazionale, come espresso nel paragrafo 7.6.2 della normativa DIN 19704.

Indicazioni sulla verifica di deformabilità delle travi principali vengono date all'interno della norma giapponese, paragrafo 2.22, che impone limitazioni degli spostamenti a un massimo di  $L/800$ , dove  $L$  è la luce di battente idraulico. Nel caso in cui si voglia garantire anche la completa tenuta da parte delle guarnizioni, il limite viene imposto a un valore pari a  $L/1000$ . Quest'ultima limitazione viene adottata in fase di verifica come valore di  $R_d$ .

Il criterio di verifica si baserà sulla seguente condizione data dalla disequazione:

$$u_d \leq \frac{L}{1000} \quad (7.24)$$

Dove:

- $u_d$  è lo spostamento in direzione  $x$  (parallela al battente idraulica) di progetto;
- $L$  è la luce delle tenute verticali, nel caso di Santa Vittoria è pari a 6800 mm.

Il valore di  $u_d$  si ottiene dai valori  $u_{11}$  ottenuti in analisi nei punti corrispondenti alle mezzerie delle travi e elencati nel Paragrafo 6.6.1, combinati secondo le seguenti combinazioni allo Stato Limite di Esercizio:

- Combinazione 1: sisma massimo in direzione perpendicolare al piano del mantello della paratoia

$$W + W_E(SLD) + E_x(SLD) + 0.3E_y(SLD) \quad (7.25)$$

- Combinazione 2: sisma massimo in direzione parallela al piano del mantello della paratoia

$$W + 0.3W_E(SLD) + 0.3E_x(SLD) + E_y(SLD) \quad (7.26)$$

In questo caso particolare la combinazione più gravosa è la Combinazione 1, che fornisce i seguenti spostamenti di progetto  $u_d$  (Tabella 37):

Tabella 37: Spostamenti di progetto per la verifica.

	$u_d$ (mm)
TS	4.4
T1	4.3
T2	4.3
T3	4.2
T4	4.1
T5	4.0
T6	3.8
T7	3.7
T8	3.6

Il massimo spostamento ammissibile  $u_{max}$ , pari al millesimo di  $L$ , è pari a 6.8 mm.

In riferimento all'Equazione 7.24 la verifica è soddisfatta se si rispetta la seguente condizione:

$$R_d/S_d = u_{max}/u_d \geq 1 \quad (7.27)$$

Si ottengono in Tabella 38 i seguenti risultati di verifica:

Tabella 38: Risultati delle verifiche nei confronti degli spostamenti.

	$R_d/S_d$
TS	1.5
T1	1.6
T2	1.6
T3	1.6
T4	1.7
T5	1.7
T6	1.8
T7	1.8
T8	1.9

Le verifiche sono soddisfatte, pertanto nella situazione attuale si garantisce la completa tenuta da parte delle guarnizioni.

### 7.7 Verifiche nei confronti delle operazioni di manovra (SLE)

Queste verifiche sono necessarie per comprendere se la paratoia possa compiere in maniera adeguata e funzionale le operazioni di manovra. Le valutazioni delle forze in gioco durante la manovra vengono valutate in base alle forze di attrito generate dalle azioni idrostatiche e sismiche, inoltre si terranno in conto il peso proprio e le componenti verticali del moto sismico, quest'ultimi trascurati nelle verifiche precedenti. Ulteriori tipologie di azioni che entrano in gioco, già citate nel Paragrafo 4.2, sono le forze di downpull, ossia forze idrodinamiche poste in direzione verticale e applicate a ridosso della soglia e del ciglio della paratoia durante la manovra.

La procedura di calcolo si basa sul medesimo approccio utilizzato nella fase di progettazione, espresso nella Nota calcoli e ponendosi come riferimento normativo la norma DIN 19704 del 1976, in maniera tale da agevolare il confronto tra condizione statica e condizione sismica.

In riferimento agli elaborati progettuali e alla Nota calcoli riportati in Allegato 5, l'altezza di battente idraulico in condizione di manovra è più bassa e si considera pari a 13.14 m.

Si ottengono le azioni riportate in Tabella 39.

Tabella 39: Spinte dell'acqua agenti sulla paratoia in manovra.

Pressione idrostatica media su paratoia $p_{MS}$ (MPa)	0.125
Sovrappressione idrodinamica media su paratoia sisma $p_{ME}$ (MPa)	0.003
Pressione idrostatica sulla soglia $p_{1S}$ (MPa)	0.132
Sovrappressione idrodinamica sulla soglia sisma $p_{1E}$ (MPa)	0.003
Pressione idrostatica sul ciglio superiore $p_{2S}$ (MPa)	0.077
Sovrappressione idrodinamica sul ciglio superiore sisma $p_{2E}$ (MPa)	0.002

Le azioni sismiche dovute all'inerzia della struttura si valutano con lo stesso approccio del Paragrafo 7.3, considerando il moto sismico allo Stato Limite di Danno. Dalla somma dei tagli (a entrambe le estremità delle travi) si ottengono gli effetti sismici  $E_x$  e  $E_y$  per il calcolo delle forze di manovra  $F_E$ .

Si riportano i risultati ottenuti in Tabella 40.

Tabella 40: Effetti sismici indotti dalla massa della struttura, allo Stato Limite di Esercizio.

	Sisma X	Sisma Y
	$V_E$ (kN)	$V_E$ (kN)
TS	1.72	0.57
TI1	0.38	0.10
TI2	0.32	0.08
TI3	0.33	0.08
TI4	0.30	0.07
TI5	0.30	0.07
TI6	0.29	0.03
TI7	0.31	0.08
TI8	0.71	0.13

Gli effetti delle azioni sono combinati tra loro mediante le seguenti combinazioni sismiche:

- Combinazione 1: massimo sisma in direzione x (perpendicolare la piano del mantello)

$$G_1 + G_2 + W + W_E(SLD) + E_x(SLD) + 0.3E_y(SLD) + 0.3E_z(SLD) \quad (7.28)$$

- Combinazione 2: massimo sisma in direzione y (parallelo al piano del mantello)

$$G_1 + G_2 + W + 0.3W_E(SLD) + 0.3E_x(SLD) + E_y(SLD) + 0.3E_z(SLD) \quad (7.29)$$

- Combinazione 3: massimo sisma in direzione z (verticale)

$$G_1 + G_2 + W + 0.3W_E(SLD) + 0.3E_x(SLD) + 0.3E_y(SLD) + E_z(SLD) \quad (7.30)$$

La combinazione che viene coinvolta in verifica è la Combinazione 1 poiché genera la situazione più a sfavore di sicurezza.

Il carico totale orizzontale  $Q_{M,d}$  si ottiene sommando le pressioni (statiche e sismiche) medie moltiplicate con l'area di battente, considerando:

- Base b pari a 6.80 m;
- Altezza h pari a 5.49 m;

e le azioni sismiche orizzontali. Si ottiene  $Q_{M,d}$  pari a 4789 kN.

### 7.7.1 Forze di attrito

#### 7.7.1.1 Attrito dei perni di rotazione

La forza massima e minima di attrito sui perni delle ruote si ottengono mediante la seguente formulazione:

$$F_{PS,I} = Q_{M,d} \left( \frac{D_P}{D} \right) \mu_{BMAX,MIN} \quad (7.31)$$

Dove:

- $D_P$  è il diametro del perno, pari a 120 mm;
- $D$  è il diametro della ruota, pari a 490 mm;
- $\mu_{BMAX}$  è il massimo coefficiente di attrito delle boccole, assunto pari a 0.2;
- $\mu_{BMIN}$  è il minimo coefficiente di attrito nelle boccole, assunto pari 0.05.

Pertanto si ottengono i seguenti valori:

- $F_{PS} = 234.5 \text{ kN}$ ;
- $F_{PI} = 58.6 \text{ kN}$ .

### 7.7.1.2 Attrito volvente

La forza di attrito volvente delle ruote si calcola mediante la seguente formulazione:

$$F_R = Q_{M,d} e \left( \frac{D_p}{D} \right) \quad (7.32)$$

Dove:

- $D_p$  e  $D$  sono i diametri citati in precedenza;
- $e$  è l'eccentricità della risultante del carico agente sulle ruote, pari a 0.05 mm.

Pertanto si ottiene il seguente attrito volvente  $F_R$ :

- $F_R = 9.77 \text{ kN}$

### 7.7.1.3 Attrito delle guarnizioni di tenuta

La forza massima di attrito delle guarnizioni di tenuta si ottiene mediante la seguente formulazione:

$$F_{GMAX} = \{ [L_e (p_{2S} + p_{2E}) + f_p] b + [L_e (p_{MS} + p_{ME}) + f_p] h 2 + F_E \} \mu_{GMAX} \quad (7.33)$$

Dove:

- $L_e$  è la larghezza equivalente di carico delle guarnizioni, considerata in questo caso pari a 24 mm;
- $b$  è l'interasse delle tenute laterali, pari 6800 mm;
- $h$  è l'interasse delle tenute orizzontali pari a 5490 mm;
- $f_p$  è la forza di precarica delle guarnizioni, pari 1 N/mm;
- $\mu_{GMAX}$  è il coefficiente d'attrito massima delle guarnizioni, assunto pari a 0.8;
- $F_E$  è la forza sismica che si scarica sulle rotaie dovuta all'inerzia della struttura, valutata applicando la prima combinazione delle azioni, in riferimento all'Equazione 7.28:

$$F_E = F_{E,x} + 0.3F_{E,y} = 10 \text{ kN} \quad (7.34)$$

Per la valutazione della forza di attrito minima, invece, in maniera cautelativa si ipotizza di trascurare la presenza della forza di precarica e che la guarnizione superiore non sia a contatto con la controsede.

$$F_{GMIN} = [L_e (p_{MS} + p_{ME}) h 2 + F_E] \mu_{GMIN} \quad (7.35)$$

- $\mu_{GMIN}$  è il coefficiente minimo di attrito delle guarnizioni, assunto pari a 0.2.

I valori di forze di attrito delle guarnizioni ottenuti sono i seguenti:

- $F_{GMAX} = 66.9 \text{ kN}$ ;
- $F_{GMIN} = 8.8 \text{ kN}$ .

### 7.7.2 Spinta idraulica verticale

A causa del movimento della paratoia si generano, per effetto idrodinamico, le spinte idrauliche verticali di downpull. Per le spinte idrauliche verticali si assume lo schema riportato in Figura 81:

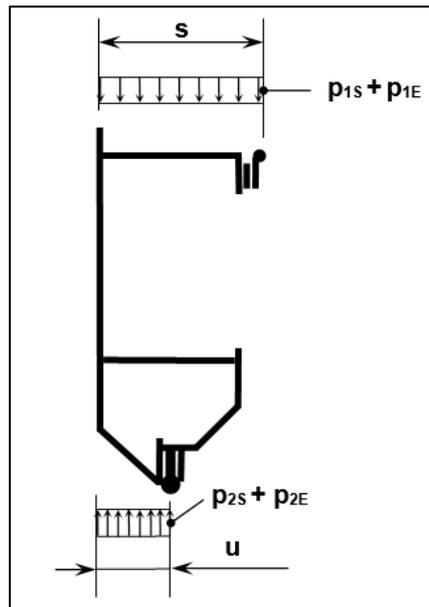


Figura 81: Distribuzione delle spinte verticali dell'acqua.

Dove:

- $s$  si assume pari a 1067.5 mm;
- $u$  pari a 400 mm.

Grazie al profilo della trave di soglia si considera un coefficiente di massimo downpull,  $\varphi_d$ , uguale 0.5. In maniera cautelativa, il downpull verrà introdotto nel calcolo della forza massima in frenatura, mentre per la verifica di possibilità di chiusura sotto flusso si trascura la spinta idraulica verticale. Il calcolo della forza idraulica verticale verso il basso in frenatura si esegue mediante la seguente relazione:

$$F_{IF} = [(p_{1S} + p_{1E}) s - (p_{2S} + p_{2E}) u \varphi_d] b \quad (7.36)$$

Mentre per la forza idraulica verticale verso il basso in prossimità della chiusura si richiama la seguente espressione:

$$F_{IC} = [(p_{1S} + p_{1E}) s - (p_{2S} + p_{2E}) u] b \quad (7.37)$$

Applicando le Equazioni 7.36 e 7.37, si ottengono i seguenti valori di forze verticali idrauliche:

- $F_{IF} = 389.9$  kN;
- $F_{IC} = 206.3$  kN.

### 7.7.3 Peso paratoia e cilindro

Il peso proprio totale della paratoia  $G_{tot,p}$  è dato dalla somma del peso della struttura della paratoia  $G_1$  e delle componenti non strutturali  $G_2$ , ottenendo pertanto:

- $G_{tot,p} = 215.8$  kN

Il cilindro oleodinamico, che presenta una massa di 2000 kg, ha un peso  $G_{cil}$  di 19.62 kN. Esso si inserisce nella verifica della forza massima in frenatura.

### 7.7.4 Azione sismica verticale

Nelle verifiche riportate di seguito si tiene conto, nella condizione più a sfavore di sicurezza, della componente verticale del moto sismico, valutato non tramite lo stesso approccio delle azioni sismiche orizzontali, ma considerandolo come riportato nella seguente relazione:

$$F_{E,z} = m_{tot,p} a_{gv}(SLD) \quad (7.38)$$

Dove:

- $m_{tot,p}$  è la massa della paratoia, pari a 22000 kg;
- $a_{gv}$  è la componente verticale dell'accelerazione sismica di picco al suolo, valutata allo Stato Limite di Danno e, in riferimento al Capitolo 5, pari a 0.006 g.

In definitiva si ottiene un valore di  $F_{E,z}$  pari a 1.3 kN, ma considerando la prima combinazione di carico come la più gravosa (Equazione 7.28) e pertanto come oggetto di verifica, si considererà solo il 30% di quel valore, a seguito dell'applicazione dei coefficienti di concomitanza delle varie componenti sismiche.

### 7.7.5 Verifica di possibilità di chiusura sotto flusso

Si rende necessaria la verifica della capacità della paratoia, in fase di emergenza, di chiudersi, e quindi terminare la manovra solo per effetto della gravità, mentre il meccanismo oleodinamico funziona solo come freno.

In riferimento al Paragrafo 5.10 della DIN 19704 (1976) alle forze di attrito in gioco si applica un coefficiente di sicurezza pari a 1.25.

Combinando le forze verticali in gioco ossia il peso proprio, gli attriti e la spinta idraulica verticale, la forza residua in chiusura è data dalla seguente espressione:

$$F_C = G_{tot,p} + F_{IC} - 1.25(F_{PS} + F_R + F_{GMAX}) - F_{Ez,d} \quad (7.39)$$

La forza residua dev'essere maggiore di zero in modo da permettere una chiusura per gravità, ma si rende inoltre necessario che sia maggiore o uguale alla forza di precarica totale sulla guarnizione di soglia  $F_{C,min}$ , pari a 6.8 kN.

Il criterio di verifica è il seguente:

$$F_C \geq F_{C,min} \quad (7.40)$$

Sostituendo i valori nell'Equazione 7.39 si ottiene una forza residua  $F_C$  pari a 32.8 kN, quindi alla situazione attuale la paratoia è in grado di chiudersi per gravità e la guarnizione di soglia adempie alla sua funzione di tenuta.

### 7.7.6 Verifica del meccanismo di manovra (SLE)

La verifica permette di comprendere se la pressione applicata al cilindro, generata dalla forza di frenatura, non sia superiore alla pressione massima consentita  $p_{max}$ , pari a 250 bar.

Il criterio si basa pertanto sulla seguente disequazione:

$$p_F \leq p_{max} \quad (7.41)$$

Dove:

- $p_F$  è la pressione applicata al cilindro a causa della frenatura calcolabile nel seguente modo:

$$p_F = \frac{F_F}{A_{cil}} \quad (7.42)$$

Dato il cilindro oleodinamico di diametro 220 mm, l'area di spinta  $A_{cil}$  è pari a 28510 mm<sup>2</sup>.

La forza massima in frenatura è computata tenendo conto degli attriti minimi, mediante la relazione riportata qui di seguito:

$$F_F = G_{tot,p} + G_{cil} + F_{IF} - F_{PI} - F_{GMIN} + F_{Ez,d} \quad (7.43)$$

Ottenendo un valore di  $F_F$  pari a 566.8 kN, e quindi la pressione  $p_F$  vale 198.8 bar. Secondo il criterio di verifica riportato nell'Equazione 7.41 la verifica risulta soddisfatta.

### 7.8 Verifica degli spostamenti della paratoia "a secco" (SLE)

Di seguito si forniscono delle verifiche aggiuntive sugli spostamenti delle fiancate e delle ruote in una condizione improbabile di paratoia "a secco" ossia senza l'azione del battente idraulico.

Si valuterà quindi che gli spostamenti su fiancate e ruote, nei punti di riferimento del Capitolo 6 non superino i giochi consentiti all'interno del gargame:

- massimo gioco in direzione  $x$ ,  $u_{gioco,max} = 13$  mm;
- massimo gioco in direzione  $y$ ,  $v_{gioco,max} = 16$  mm.

Pertanto i criteri di verifica sono i seguenti:

$$u_d \leq u_{gioco,max} \quad (7.44)$$

$$v_d \leq v_{gioco,max} \quad (7.45)$$

I valori  $u_d$  e  $v_d$  sono tratti dai valori  $u_1$  e  $u_2$  ottenuti nel Paragrafo 6.6.2.1 (Tabelle 24 e 25), e combinati nel seguente modo:

- Combinazione 1: sisma massimo in direzione perpendicolare al mantello della paratoia

$$E_x(SLD) + 0.3E_y(SLD) \quad (7.46)$$

- Combinazione 2: sisma massimo in direzione parallela al piano del mantello della paratoia

$$0.3E_x(SLD) + E_y(SLD) \quad (7.47)$$

La Combinazione 1 riportata in Equazione 7.46 massimizza gli spostamenti  $u_d$  pertanto nei vari punti si ottengono i seguenti valori:

Tabella 41: Spostamenti di progetto in direzione  $x$ , situazione di paratoia a secco.

	$u_d$ (mm)
F1	0.027
F2	0.026

mentre con la Combinazione 2, espressa nell'Equazione 7.47, si ottengono i massimi spostamenti  $v_d$  riportati di seguito:

Tabella 42: Spostamenti di progetto in direzione y, situazione di paratoia a secco.

	$v_d$ (mm)
F1	0.028
F2	0.028
R1	0.028
R2	0.022
R3	0.017
R4	0.016
R5	0.028
R6	0.026
R7	0.027
R8	0.017

In riferimento all'Equazione 7.44 la prima verifica è soddisfatta se si rispetta la seguente condizione:

$$R_d/S_d = u_{gioco,max}/u_d \geq 1 \quad (7.48)$$

si ottengono pertanto i risultati in Tabella 43.

Tabella 43: Risultati delle verifiche degli spostamenti della paratoia a "secco" in direzione x.

	$R_d/S_d$
F1	486
F2	504

La seconda verifica è soddisfatta se si rispetta la seguente condizione:

$$R_d/S_d = v_{gioco,max}/v_d \geq 1 \quad (7.49)$$

ottenendo i seguenti risultati, in Tabella 44.

Tabella 44: Risultati delle verifiche degli spostamenti della paratoia a "secco" in direzione y.

	$R_d/S_d$
F1	579
F2	569
R1	578
R2	729
R3	918
R4	1026
R5	577
R6	611
R7	603
R8	915

Risulta evidente che le verifiche vengono soddisfatte ottenendo rapporti di sicurezza elevatissimi. Chiaramente questi tipi di spostamenti, in condizione sismica, non causano alcuna problematica. Le

situazioni più a sfavore di sicurezza devono prevedere la presenza dell'acqua, poiché la paratoia, disponendo di una massa piccola, genera un contributo sismico da considerarsi praticamente nullo. La situazione trattata, ossia paratoia senza azione dell'acqua, è comunque una condizione poco probabile in un impianto idroelettrico fluviale. In questa trattazione si è voluto aggiungere comunque questa verifica per osservare tutti gli aspetti legati alla paratoia sottoposta a moto sismico.

## Capitolo 8 - Vulnerabilità sismica della paratoia

Dal capitolo precedente si riscontra che nella situazione attuale, la paratoia non presenta mai alcuna criticità in presenza di sisma. Ciò è dovuto al fatto il progetto delle paratoie è governato da carichi statici, in particolare la spinta dell'acqua: ogni sua componente viene concepita in funzione di essa.

Bisogna inoltre considerare che la paratoia del caso studio si trova in una zona con una sismicità molto bassa, pertanto è ovvio che le verifiche sismiche, basate su valutazione delle sollecitazioni mediante combinazioni sismiche, vengano pienamente soddisfatte (e in alcuni casi anche del tutto trascurate).

Si può comunque cercare di comprendere quale sia il terremoto che la struttura oggetto di studio può sopportare, prendendo spunto dal paragrafo 8.4 delle NTC 2018 inerente alle costruzioni esistenti.

Per le verifiche nei confronti delle azioni sismiche, la norma introduce un rapporto che permette di quantificare il livello di sicurezza della costruzione, confrontando l'azione sismica massima sopportabile dalla struttura e la massima azione sismica considerata per il progetto della nuova costruzione.

$$\zeta_E = \frac{\text{massima azione sismica sopportabile}}{\text{massima azione sismica di progetto}} \quad (8.1)$$

Attraverso l'ausilio di un coefficiente, questa valutazione, fatta nei confronti di edifici costruiti in periodi antecedenti alle nuove normative sismiche adottate, permette di comprendere se si rendono necessari o meno interventi di miglioramento oppure di adeguamento.

Il principio espresso nell'Equazione 8.1 può essere sfruttato per una valutazione della vulnerabilità sismica della paratoia andando a ricercare il valore di  $\zeta_E$ , applicato alle azioni di origine sismica, tale da portare la struttura al raggiungimento dello Stato Limite. Essendo le azioni sismiche direttamente correlate all'accelerazione orizzontale massima al suolo, il valore, sia per lo Stato Limite di Vita che per lo Stato Limite di Danno, di  $\zeta_E$  può essere espresso nel seguente modo:

$$\zeta_{E,SLV} = \frac{PGA(SLV)_{max}}{PGA(SLV)_d} \quad (8.2)$$

$$\zeta_{E,SLD} = \frac{PGA(SLD)_{max}}{PGA(SLD)_d} \quad (8.3)$$

Dove  $PGA(SLV)_d$  e  $PGA(SLD)_d$  non sono nient'altro che le accelerazioni orizzontali di progetto inerenti alla zona di Santa Vittoria d'Alba e tratti dallo studio di pericolosità, pari a:

- $PGA(SLV)_d = 0.0504 \text{ g}$ ;
- $PGA(SLD)_d = 0.0258 \text{ g}$ .

Obiettivo della trattazione è quello di ottenere quali siano, negli Stati Limite Ultimi e di Esercizio, i massimi terremoti sopportabili dalla struttura della paratoia presente nella traversa fluviale sul fiume Tanaro. Per fare ciò nelle varie verifiche si ricercherà il fattore amplificatore delle azioni sismiche, ossia  $\zeta_E$ , che porta al raggiungimento dello Stato Limite ossia a un rapporto di verifica  $R_d/S_d$  pari a 1.

Ciò viene fatto cambiando le combinazioni delle azioni, che in linea generale, riprendendo quanto detto nel Paragrafo 5.3.3, vengono espresse nel seguente modo:

$$G + \zeta_E E \quad (8.4)$$

Ovvero, tutte le azioni di origine sismica quali la sovrappressione idrodinamica e le azioni inerziali della struttura vengono amplificate dal coefficiente  $\zeta_E$ .

Ricercando il valore di  $\zeta_E$  per ogni verifica esposta nel Capitolo 7, si può individuare il valore della massima azione sismica sopportabile, ossia la  $PGA_{max}$ , tramite le relazioni riportate nelle Equazioni 8.2 e 8.3. Applicando quanto espresso nelle verifiche del Capitolo 7, si ottengono i seguenti risultati in termini di  $\zeta_E$  e  $PGA_{max}$ , sia per lo Stato Limite Ultimo che per lo Stato Limite di esercizio (Tabella 45 e Tabella 46). La ricerca per l'ottenimento dei valori di  $\zeta_E$ , tali da portare le verifiche alla condizione di Stato Limite, è stata fatta con un metodo iterativo, grazie anche all'ausilio della funzione di *Ricerca obiettivo* implementata sul programma del foglio di calcolo.

Tabella 45: Valori di  $\zeta_E$  per la paratoia oggetto di studio.

	$\zeta_E$
SLU RESISTENZA TRAVI (Flessione)	50.5
SLU RESISTENZA TRAVI (Taglio)	87.2
SLU RESISTENZA PANNELLO	18.2
SLU CLS	12.8
SLU RUOTA	20.3
SLU PERNO	69.5
SLU BOCCOLA	13.0
SLU ROTAIA (Taglio)	20.9
SLU ROTAIA (Flessione)	41.7
SLE DEFORMAZIONI TRAVI	21.4
SLE CHIUSURA SOTTO FLUSSO	3.0
SLE MECCANISMO DI MANOVRA	16.6

Tabella 46: Valori di progetto e massimi sopportabili di PGA per la paratoia oggetto di studio.

	Sisma di progetto	Massimo sisma sopp.
	$PGA_d$ (g)	$PGA_{max}$ (g)
SLU RESISTENZA TRAVI (Flessione)	0.0504	2.545
SLU RESISTENZA TRAVI (Taglio)	0.0504	4.394
SLU RESISTENZA PANNELLO	0.0504	0.917
SLU CLS	0.0504	0.645
SLU RUOTA	0.0504	1.023
SLU PERNO	0.0504	3.502
SLU BOCCOLA	0.0504	0.657
SLU ROTAIA (Taglio)	0.0504	1.053
SLU ROTAIA (Flessione)	0.0504	2.102
SLE DEFORMAZIONI TRAVI	0.0258	0.552
SLE CHIUSURA SOTTO FLUSSO	0.0258	0.077
SLE MECCANISMO DI MANOVRA	0.0258	0.428

Dai risultati emergono quelle che sono le situazioni più critiche in caso di sisma. Alla situazione attuale si sono ottenuti valori  $\zeta_E$  maggiori di 1, ciò implica alcun tipo di vulnerabilità nelle condizioni sismiche attuali di Santa Vittoria d'Alba. Si evince comunque quali siano le massime azioni sismiche sopportabili, traendo i valori più bassi di  $\zeta_E$ , e conseguentemente di  $PGA_{max}$  negli Stati Limite.

Allo Stato Limite Ultimo, la verifica vincolante in presenza di azioni sismiche è nei confronti della resistenza del calcestruzzo di supporto delle rotaie, con  $PGA_{max}$  che assume valore di 0.645 g, comunque molto elevato e improbabile considerando la pericolosità sismica del territorio italiano.

Si riscontra invece un risultato interessante allo Stato Limite di Esercizio, con valore di  $PGA_{max}$  ottenuta pari 0.077 g. Questo denota che il sisma influisce molto sulle capacità della paratoia nell' eseguire le operazioni di manovra e sulla gestione delle portate.

Dal punto di vista invece delle resistenze allo Stato Limite Ultimo, sono le verifiche statiche che governano il dimensionamento, poiché il raggiungimento dello Stato Limite Ultimo per le paratoie piane in presenza di sisma è una situazione altamente improbabile.

## Conclusioni

Nella presente tesi si sono affrontate tematiche inerenti alla progettazione e al funzionamento delle paratoie inserite in un impianto idroelettrico, con l'ausilio delle normative italiane e straniere e della letteratura sul tema.

Lo scopo della trattazione è la comprensione delle criticità che presentano le paratoie durante un evento sismico, pertanto alle normative specifiche in tema di paratoie si sono affiancate il DM 156-2014 (norma tecnica in materia di dighe) e la Normativa tecnica delle costruzioni del 17/01/2018, che forniscono le indicazioni riguardo agli input sismici da tenere in considerazione.

I risultati ottenuti nel Capitolo 7 mostrano che la sicurezza della struttura delle paratoie piane presenti nell'impianto di Santa Vittoria è pienamente garantita. Nell'ambito delle verifiche che coinvolgono le azioni di tipo sismico, allo stato attuale, si raggiungono fattori di sicurezza, in termini di confronto tra capacità e domanda, molto elevati, soprattutto allo Stato Limite Ultimo. Ciò è dovuto fondamentalmente a due fattori.

Il primo è la zona in cui è collocata la paratoia oggetto di studio, correlata, come si può dedurre dal Capitolo 5, a una bassissima pericolosità sismica. Le forze dinamiche generate dalla massa d'acqua agente a ridosso del diaframma producono pertanto una sovrappressione idrodinamica molto piccola se non irrilevante.

Il secondo consta nelle caratteristiche di massa delle strutture delle paratoie piane. Rispetto alle paratoie a settore cilindrico, utilizzate come organi di scarico di superficie nelle dighe, le paratoie piane dispongono di una massa piccola che in termini di risposta sismica genera azioni poco rilevanti e quindi anch'esse quasi del tutto trascurabili. Spesso, per il progetto delle membrature, le verifiche di resistenza vengono computate solo con le combinazioni d'azioni statiche poiché generano, per quel tipo di strutture, condizioni effettivamente più a sfavore di sicurezza.

La stessa cosa non si può dire nei confronti dello Stato Limite di Esercizio. Dal punto di vista del controllo degli spostamenti le verifiche vengono ampiamente soddisfatte, a causa anche dalla presenza di componenti strutturali sovradimensionate per garantire la completa tenuta da parte delle guarnizioni.

Nei confronti delle valutazioni delle forze di manovra, condizioni di verifiche riscontrabili solo nell'ambito della progettazione delle paratoie, si riscontra invece un aumento delle forze di attrito causato dall'aggiungersi delle forze sismiche che si scaricano sulle ruote. Nella situazione attuale, la verifica viene soddisfatta ma il rapporto di sicurezza diminuisce del 25% rispetto alla condizione statica. Le condizioni di carico sismiche portano a situazioni più a sfavore di sicurezza.

Introducendo il concetto di vulnerabilità sismica come quello proposto dalle Norme tecniche per le costruzioni, si può comprendere quali siano i massimi terremoti sopportabili dalla struttura, quantificandoli attraverso la massima accelerazione orizzontale al suolo (PGA, Peak Ground Acceleration). Si applica un fattore di amplificazione che mette in relazione sisma di progetto e sisma massimo sopportabile agli effetti delle azioni legate al moto sismico, in questo modo si ricerca la condizione, in termini di PGA, che porta al raggiungimento dello Stato Limite nelle varie verifiche svolte.

Allo Stato Limite Ultimo emerge quanto detto in precedenza: la vulnerabilità sismica è pressoché assente in termini di sicurezza delle parti strutturali. Il massimo sisma sopportabile è pari 0.645 g e porta allo Stato Limite la resistenza del calcestruzzo di supporto delle rotaie. La criticità si è ottenuta non a causa della paratoia in sé ma della struttura a supporto.

Allo Stato Limite di Esercizio la vulnerabilità sismica è molto bassa (valori di  $\zeta_e$  maggiori dell'unità, in riferimento all'Equazione 8.1) per le verifiche di deformabilità. Il sisma massimo sopportabile ricavato è estrapolato dalle verifiche delle forze di manovra ed è pari a 0.077 g. Si evince che quel tipo di paratoia installato in una zona con pericolosità sismica relativa a un periodo di ritorno di 50 anni e probabilità superamento del 50%, presente sul territorio italiano, può presentare l'incapacità di chiusura sotto il peso proprio e anche non garantire la tenuta delle guarnizioni poiché non vengono precaricate.

Trattandosi quest'ultima di una situazione relativa all'ambito progettuale specifico delle paratoie, la sicurezza può essere incrementata dal punto di vista pratico grazie all'aggiunta di alcuni accorgimenti.

Per incrementare la sicurezza della manovra in caso di sisma deve aumentare le dimensioni degli organi (cilindro e parti connesse). Nei punti di discontinuità del sistema oleodinamico, per evitare rotture dei tubi e quindi garantire il pompaggio nella fase di manovra, si possono inserire alcuni dispositivi flessibili che permettono di attenuare i movimenti ed evitare danni. Si consiglia inoltre l'installazione di guarnizioni elastiche che possano accogliere deformazioni maggiori e non far incastrare la paratoia, in maniera da permettere la chiusura e l'apertura anche dopo l'evento.

Emerge chiaramente che le verifiche sismiche, nell'ambito della valutazione e efficacia delle operazioni di manovra, non vanno trascurate per le paratoie piane, poiché l'azione causata dal terremoto può manomettere la funzione principale di queste costruzioni meccaniche, compromettendo anche la sicurezza e l'efficienza dell'impianto idroelettrico.

Analisi di questo genere, incentrate sullo studio dei comportamenti delle strutture in ambito sismico, vanno eseguite tenendo anche in conto dell'opera civile globale, in questo caso della traversa fluviale. Quest'ultima, disponendo di una risposta sismica differente può subire criticità che a loro volta possono provocare danni e malfunzionamenti alla paratoia.

I danni sulle paratoie possono essere causati anche da anomalie dei sistemi di controllo collocati in zone più distanti rispetto alla posizione delle paratoie, poiché il sisma può provocare malfunzionamenti che non permettono la trasmissione di segnali di comando. La vulnerabilità non è solo quindi dettata dalla paratoia in sé ma da tutto l'impianto: sbarramento, organi di intercettazione, scarico, presa, nonché dai sistemi di controllo e di comando.

Dopo un evento sismico, l'ispezione della paratoia è una procedura fondamentale per capire dove si sono rilevati i danni e quali siano le cause di un eventuale malfunzionamento, in modo che si possa garantire il funzionamento da parte della paratoia in eventi futuri. Nel caso in cui si riscontrino problematiche, la collaborazione tra progettista e ditta costruttrice è fondamentale allo scopo di evitare il ripetersi di ulteriori situazioni critiche.

## Riferimenti bibliografici

- ANIDEL (Associazione Nazionale Imprese Produttrici e Distributrici di Energia Elettrica): commissione per lo studio dei problemi inerenti le dighe, *Dighe di ritenuta degli impianti idroelettrici italiani*, Volume 1, ANIDEL, 1951.
- Belli C., Chizzolini P., *Corso di Conversione dell'energia*, Università di Pavia, Facoltà di Ingegneria, Anno Accademico 2009-2010.
- Brutti C., *Corso di Elementi costruttivi delle macchine*, Università di Roma Tor Vergata, Dipartimento di Ingegneria, Anno Accademico 2015-2016;
- Casagrande E., *Metodi numerici per l'analisi sismica di dighe a gravità e opere accessorie*, Padova, Coop. Libreria Editrice Università di Padova, 2013.
- Chen S. H., *Hydraulic Structures*, Berlino, Springer Verlag, 2015;
- Chopra A. K., *Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering*, IV ed., Upper Saddle River, Prentice Hall, 2012.
- Citrini D., Nosedà G., *Idraulica*, II ed., Milano, Casa Editrice Ambrosiana, 1987.
- Da Deppo L., Salandin P., *Opere di scarico e presa per dighe, traverse e canali*, III ed., Padova, Edizioni Progetto, 2014.
- Dassault Systemes, *Abaqus 6.14: Analysis User's Guide*, 2014.
- Dassault Systemes, *Abaqus 6.14: Theory Guide*, 2014.
- Deutsche Institut Normburg 19704, *Hydraulic Steel Structures: Criteria for Design and Calculation*, 1976.
- Deutsche Institut Normburg 19704, *Hydraulic Steel Structures – Part 1: Design Analysis*, 1998.
- Erbst P. C. F., *Design of hydraulic gates*, 2 ed., Londra, CRC Press, 2014;
- Evangelisti G., *Impianti idroelettrici vol.1: Opere di derivazione*, IV edizione, Patron, 1982.
- Hetenyi M., *Beams on elastic foundation*, Ann Arbor, The University of Michigan Press, 1979.
- Hydraulic Gate and Penstock Association, *Technical Standards for Gates and Penstocks*, 1986.
- Iervolino I., Galasso C., Cosenza E., *REXEL: computer aided record selection for code-based seismic structural analysis*, Bull Earthquake Eng, Springer, 2010.
- Comitato Nazionale Italiano delle Grandi Dighe (ITCOLD), *La verifica sismiche delle dighe: criteri generali e confronto con le normative*, Roma, 1998.
- International Commission On Large Dams (ICOLD), *Bullettin 72 (Revision): Selecting seismic parameters for large dams*, ICOLD-CIGB, 2010.
- International Commission On Large Dams (ICOLD), *Bulletin 123: seismic design and evaluation of structures appartenant to dams*, ICOLD-CIGB, 2004;
- Lai C. G., Foti S., Rota M., *Input sismico e stabilità geotecnica dei siti di costruzione*, Pavia, IUSS Press, 2009.

- Lewin J., *Hydraulic gates and valves – In free surface flow and submerged outlets*, II ed., Londra, Thomas Telford, 2001;
- Maltidis G., *Seismic soil structure interaction of navigation locks*, Karlsruhe, KIT Scientific Publishing, 2017.
- Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, Decreto 26 giugno 2014, *Norme tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta (dighe e traverse)*.
- Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, Decreto 17 gennaio 2018, *Norme Tecniche per le costruzioni*.
- Okamoto S., *Introduction to earthquake engineering*, Tokyo, University of Tokyo Press, 1973.
- Tanchev L., *Dams and appurtenant hydraulic structures*, 2 ed., Londra, CRC Press, 2014;
- Timoshenko S., *Theory of plates and shells*, II ed., New York, McGraw-Hill Book Company, 1989.
- Timoshenko S., *Strength of Materials, Part II: Advanced Theory and Problems*, II ed., New York, D. Van Nostrand Company, 1940.
- U.S. Army Corps of Engineers (USACE), ETL 1100-2-584, *Design of Hydraulic Steel Structures*, 2014.



## ALLEGATO 1: IMPLEMENTAZIONE DEI DATI SU REXEL

La ricerca dei gruppi di accelerogrammi spettrocompatibili è agevolata grazie all'ausilio, come accennato nel Paragrafo 5.3.2.1, dell'applicativo REXEL. Si tratta di un software sviluppato in ambiente Matlab dalla Rete Laboratori Universitari di Ingegneria Sismica RELUIS (Iervolino I., Galasso C., Cosenza E.). Il programma permette di ricercare le combinazioni di accelerogrammi compatibili agli spettri di normativa, minimizzando la dispersione degli spettri singoli rispetto allo spettro di riferimento (target).

La ricerca può essere effettuata sui seguenti Database di accelerogrammi:

- European Strong-motion Database (ESD);
- l'Italian Accelerometric Archive (ITACA);
- Selected Input Motions for displacement-Based Assessment and Design (SIMBAD v 3.0).

Il processo di implementazione dei dati necessari alla ricerca si sviluppa essenzialmente in quattro fasi:

- 1) Costruzione dello spettro obiettivo;
- 2) Ricerca preliminare nel database;
- 3) Definizione delle specifiche di selezione;
- 4) Ricerca delle combinazioni.

### A1.1 Definizione dello spettro obiettivo

Nella presente trattazione lo spettro target è definito facendo riferimento alla Normativa Tecnica per le Costruzioni del 2018, in linea con quanto veniva espresso nella versione del 2008. La ricerca inizia pertanto inserendo le coordinate geografiche (latitudine e longitudine in °) del punto che si vuole considerare nell'analisi. In questo caso si tratta del punto scelto nel Paragrafo 5.3.2.1 corrispondente all'ID 15350 con seguenti coordinate:

- Latitudine: 44.706°;
- Longitudine: 7.9331°;

Successivamente si richiedono informazioni necessarie alla costruzione degli spettri di normativa: classe di sottosuolo, classificazione topografica, vita nominale della struttura, classe d'uso della struttura, Stato Limite.

In Figura 82 vengono mostrati i valori di input immessi per il presente caso studio.

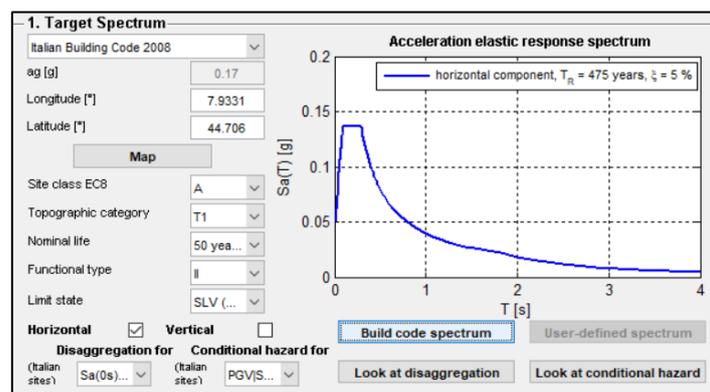


Figura 82: Dati di input inseriti in ambiente REXEL.

## A1.2 Ricerca preliminare

La seguente fase permette di dare indicazioni sulla disponibilità di record in funzione del database selezionato e in base alle caratteristiche di pericolosità associate alla sorgente sismica. In questo caso si farà in riferimento alle caratteristiche di Magnitudo e distanza epicentrale (M, R) dedotte dai diagrammi di pericolosità ottenuti in fase 1 e raffigurati in Figure 39 e 40 del Paragrafo 5.3.2.1.

In Figura 83 si mostrano i seguenti parametri di input.

**2. Preliminary database search**

Based on:  M minimum:  M maximum:  records: **2x 48**

R minimum [km]:  R maximum [km]:  events: **41**

T [s]:  Epsilon minimum:  Epsilon maximum:

Database:

Site class:

Figura 83: Input sorgente sismica inseriti in REXEL.

Ottenendo il seguente grafico in Figura 83 preliminare di confronto tra gli spettri preliminari e lo spettro obiettivo.

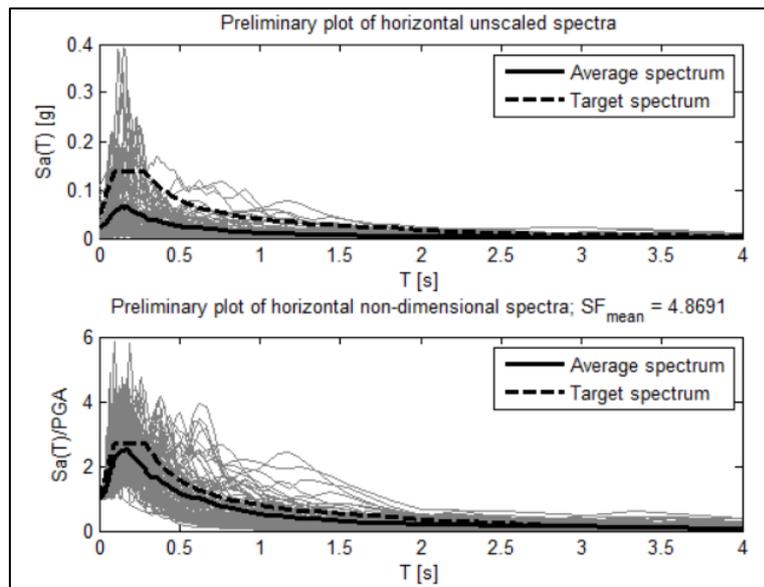


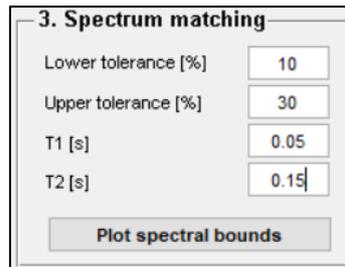
Figura 84: Confronto preliminare tra spettro target e spettri presenti nel database, nel caso di spettri non scalati (sopra) e spettri scalati (sotto).

Dalla Figura 84 (parte sopra), si può comprendere che, senza l'utilizzo di un set scalato, la compatibilità non viene raggiunta. Se si applica un fattore di scala medio che si aggira a un valore di 5, si ha possibilità di ottenere dei set compatibili. Ciò spiega il motivo dell'applicazione di elevati fattori di scala, poiché ciò ha permesso l'ottenimento di un gruppo di accelerogrammi compatibili.

## A1.3 Definizione delle specifiche di selezione e analisi

Nella fase di definizione delle specifiche si applicano le condizioni per ottenere la compatibilità spettrale:

- tolleranze minime e massime;
- periodi di interesse.



3. Spectrum matching	
Lower tolerance [%]	10
Upper tolerance [%]	30
T1 [s]	0.05
T2 [s]	0.15
<b>Plot spectral bounds</b>	

Figura 85: Definizione delle specifiche di selezione in REXEL.

Nella fase successiva di ricerca delle combinazioni si rende necessario immettere il fattore di scala medio, scelto pari a 5. Una volta avviata la ricerca, il programma fornisce la prima combinazione di set compatibili.

Il processo dev'essere eseguito sia in riferimento allo spettro allo Stato Limite di Vita, sia usufruendo di uno spettro target allo Stato Limite di Danno.

I set ottenuti sono elencati nelle Tabelle 9 e 10 del Paragrafo 5.3.2.1.

## ALLEGATO 2: RACCOLTA DEGLI ACCELEROGRAMMI NATURALI SPETTROCOMPATIBILI

Nel presente allegato si riportano le raccolte di accelerogrammi implementati per l'analisi dinamica mediante uso di time history, in riferimento sia allo Stato Limite Ultimo (SLV) sia allo Stato Limite di Esercizio (SLD).

Per ogni registrazione si riportano la tabella con i dati identificativi tratti dal database di REXEL e i diagrammi relativi a: storie temporali di accelerazione, velocità e spostamenti, spettro di Fourier, spettro di potenza, spettro di risposta elastica per smorzamento pari al 5%.

### A2.1 Raccolte di time history per l'analisi allo SLU

#### A2.1.1 Registrazione 467, Chenoua Earthquake

Tabella 47: Caratteristiche registrazione 467.

ID registrazione	467
ID Terremoto	224
ID Stazione	ST181
Evento	Chenoua
Data	29/10/1989
Magnitudo M	5.9
Distanza epicentrale R (km)	50
PGA (m/s <sup>2</sup> )	0.343
PGV (cm/s)	2.564

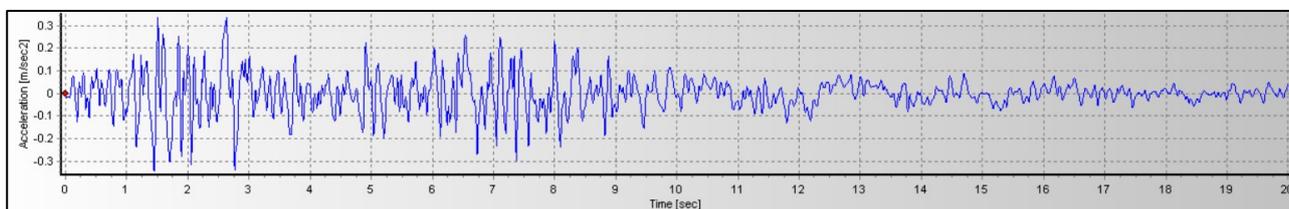


Figura 86: Storia temporale delle accelerazioni, registrazione 467.

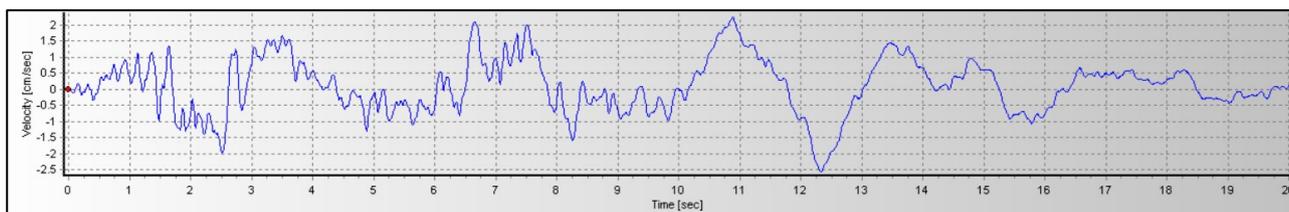


Figura 87: Storia temporale della velocità, registrazione 467.

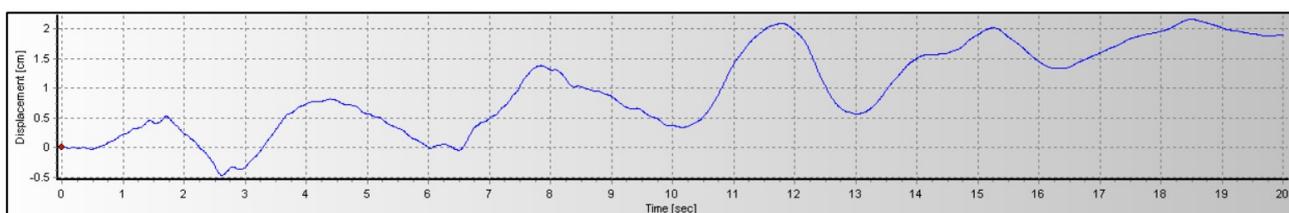


Figura 88: Storia temporale degli spostamenti, registrazione 467.

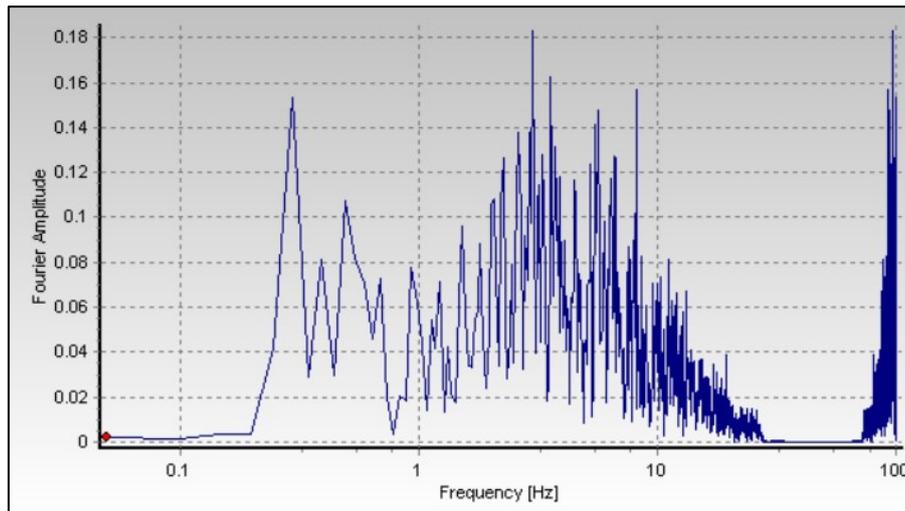


Figura 89: Spettro di Fourier, registrazione 467.

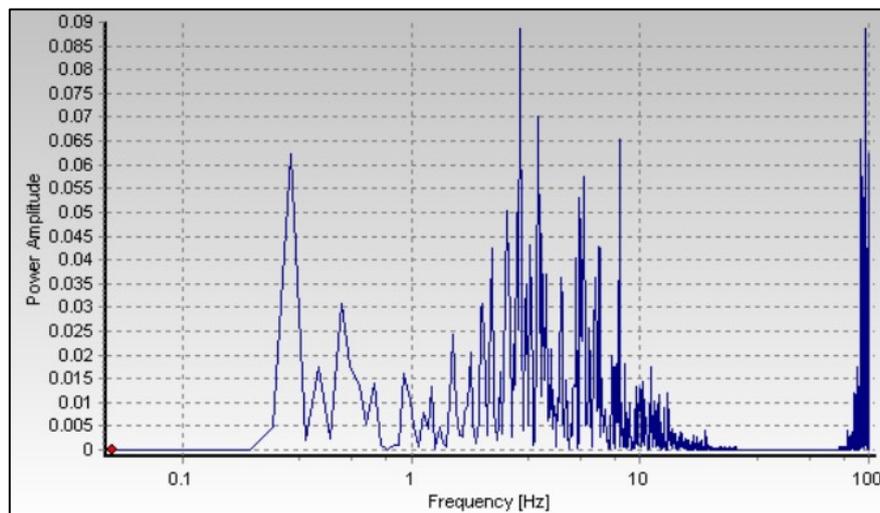


Figura 90: Spettro di potenza, registrazione 467.

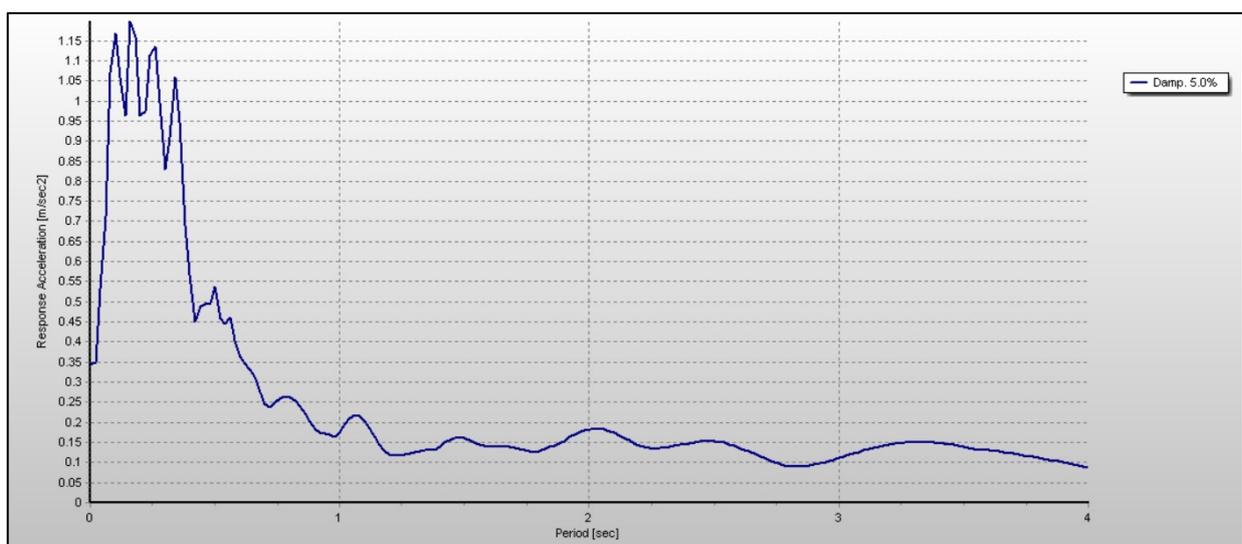


Figura 91: Spettro elastico di risposta in accelerazione, registrazione 467.

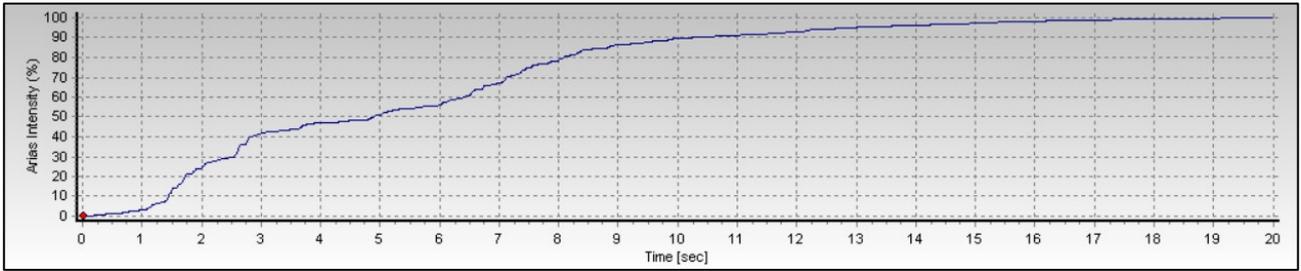


Figura 92: Intensità di Arias, registrazione 467.

### A2.1.2 Registrazione 1899, Gulf of Kiparissiakos

Tabella 48: Caratteristiche registrazione 1899.

ID registrazione	1899
ID Terremoto	657
ID Stazione	ST1323
Evento	Gulf of Kiparissiakos
Data	07/09/1985
Magnitudo M	5.4
Distanza epicentrale R (km)	37
PGA ( $m/s^2$ )	0.205
PGV (cm/s)	1.521

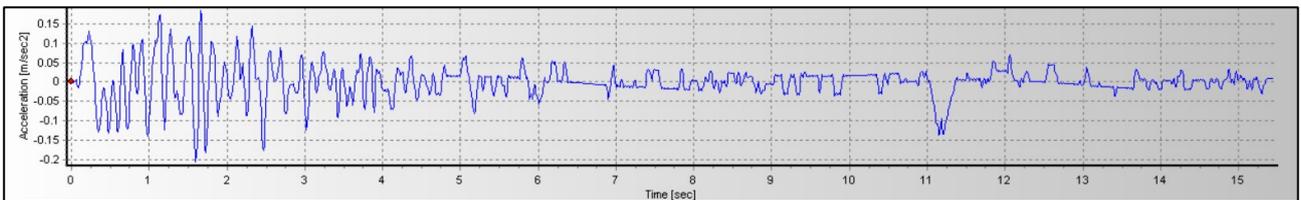


Figura 93: Storia temporale delle accelerazioni, registrazione 1899.

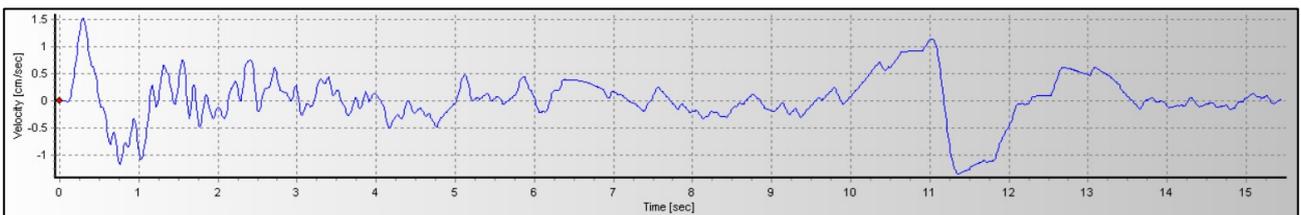


Figura 94: Storia temporale della velocità, registrazione 1899.

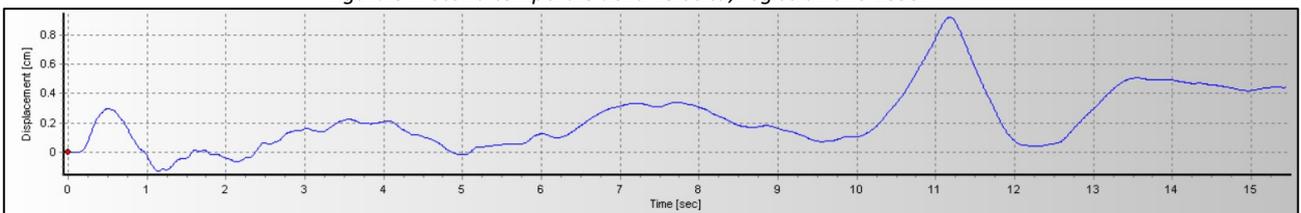


Figura 95: Storia temporale degli spostamenti, registrazione 1899.

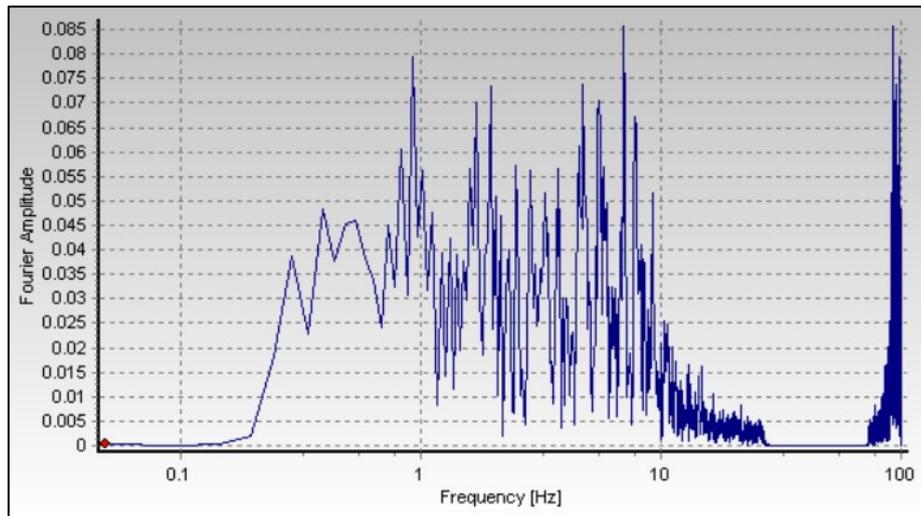


Figura 96: Spettro di Fourier, registrazione 1899.

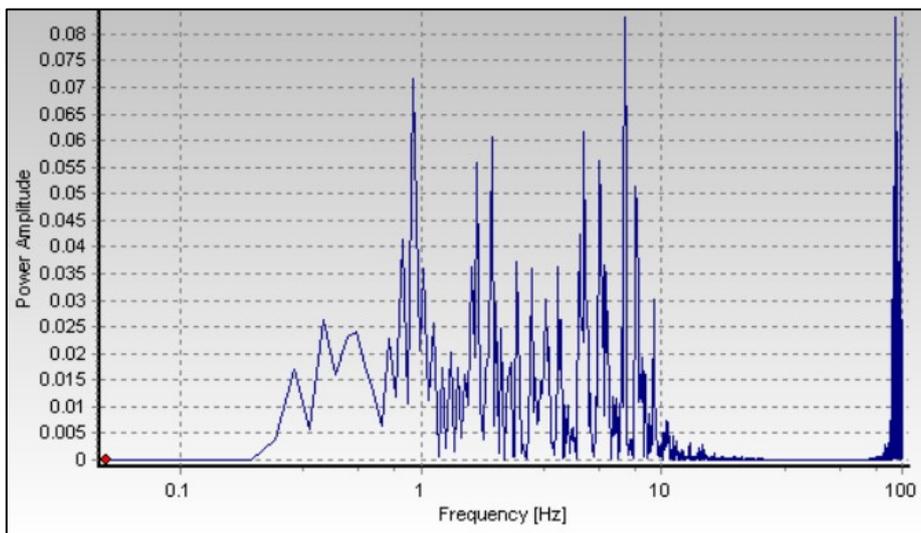


Figura 97: Spettro di potenza, registrazione 1899.

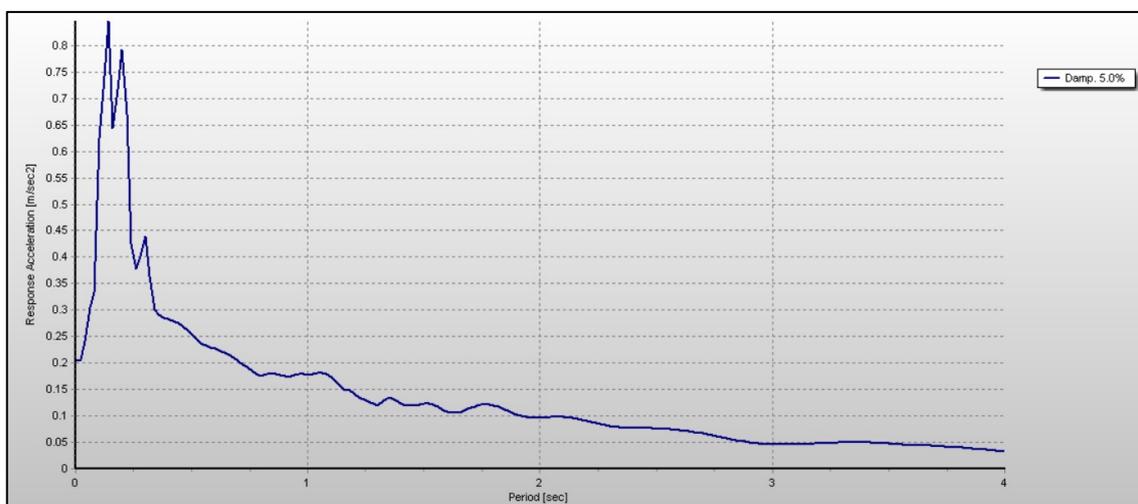


Figura 98: Spettro elastico di risposta in accelerazione, registrazione 1899.

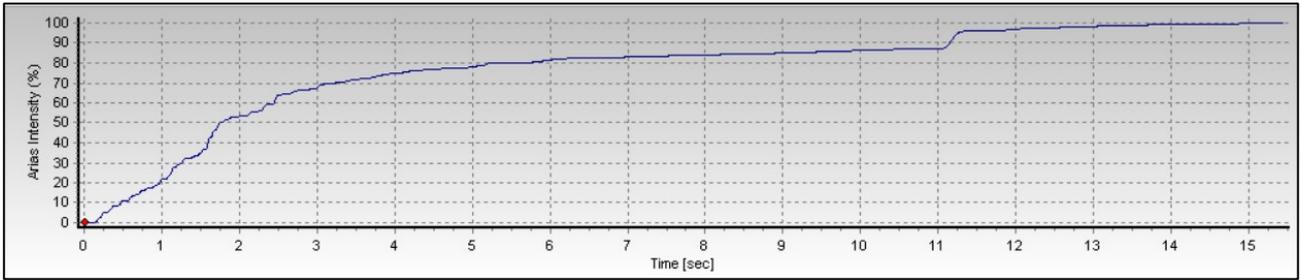


Figura 99: Intensità di Arias, registrazione 1899.

### A2.1.3 Registrazione 605, Umbria Marche

Tabella 49: Caratteristiche registrazione 605.

ID registrazione	605
ID Terremoto	290
ID Stazione	ST84
Evento	Umbria Marche
Data	26/09/1997
Magnitudo M	5.7
Distanza epicentrale R (km)	35
PGA ( $m/s^2$ )	0.354
PGV (cm/s)	1.622

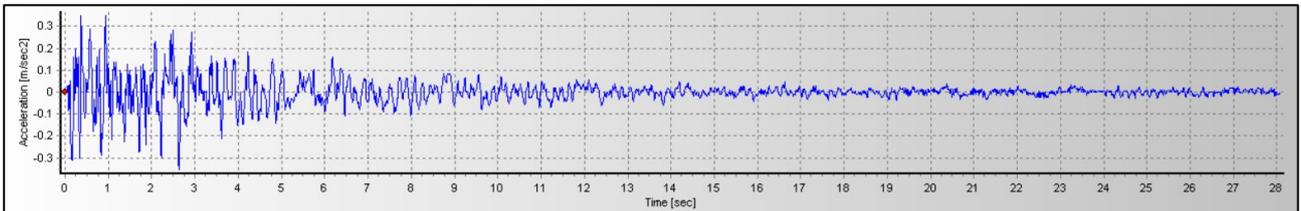


Figura 100: Storia temporale delle accelerazioni, registrazione 605.



Figura 101: Storia temporale della velocità, registrazione 605.

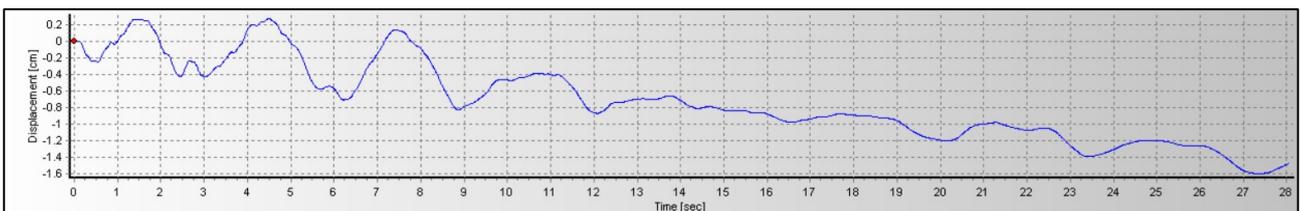


Figura 102: Storia temporale degli spostamenti, registrazione 605.

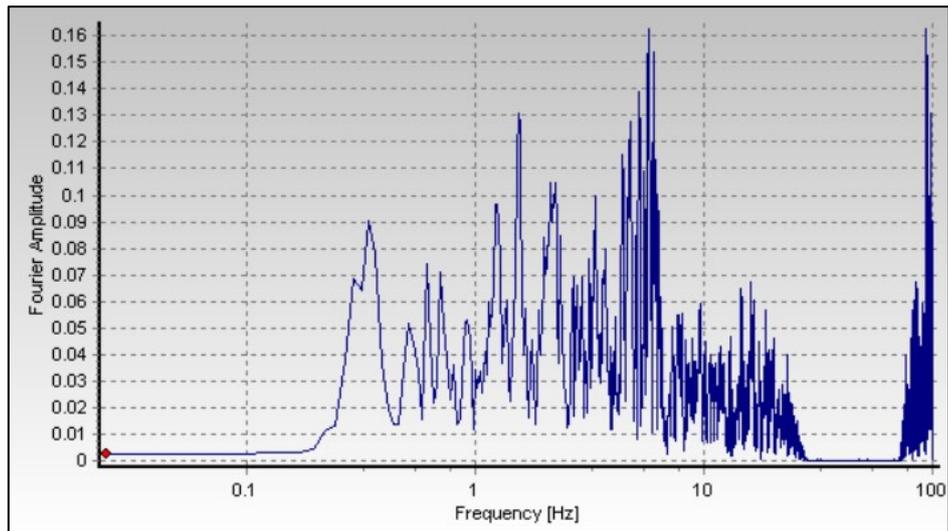


Figura 103: Spettro di Fourier, registrazione 605.

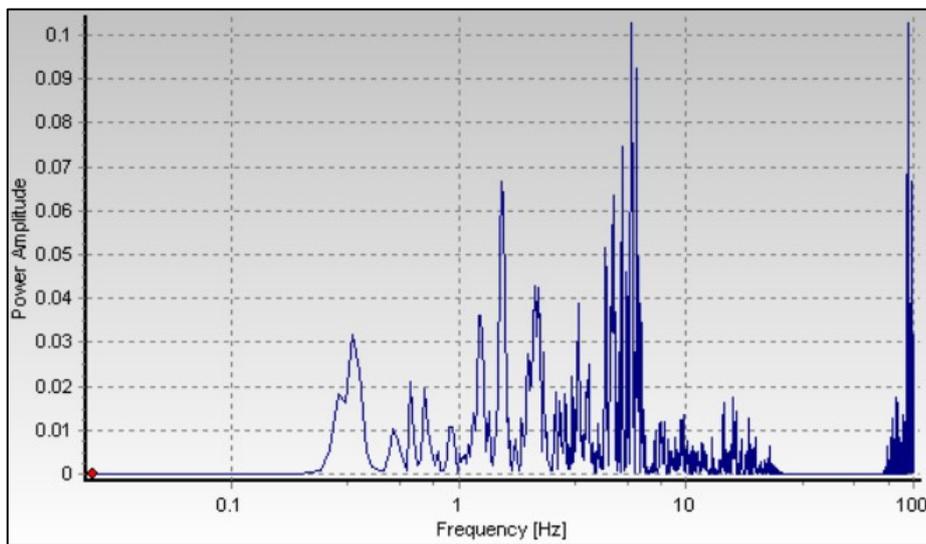


Figura 104: Spettro di potenza, registrazione 605.

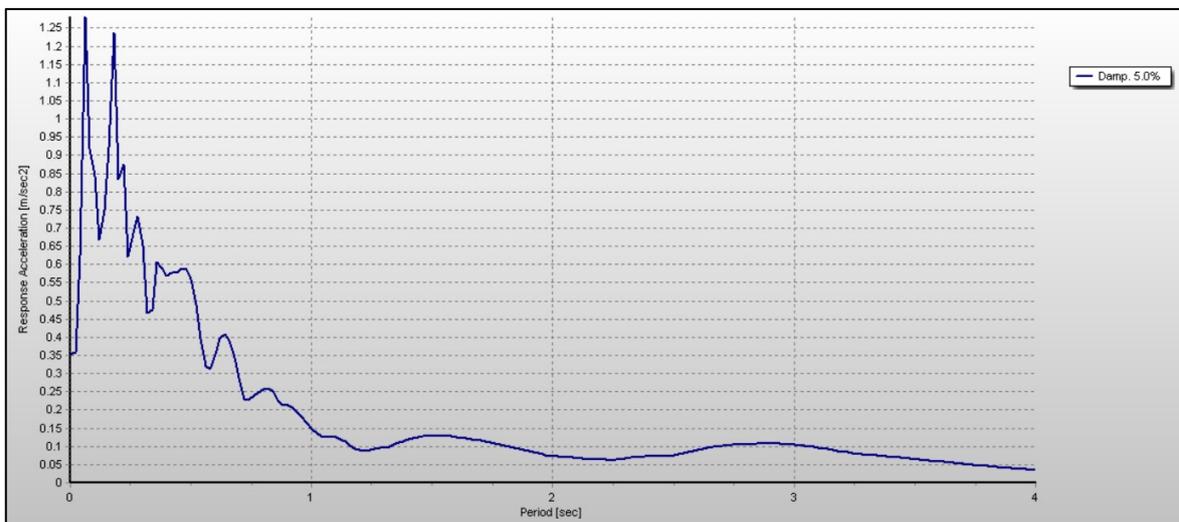


Figura 105: Spettro elastico di risposta in accelerazione, registrazione 605.

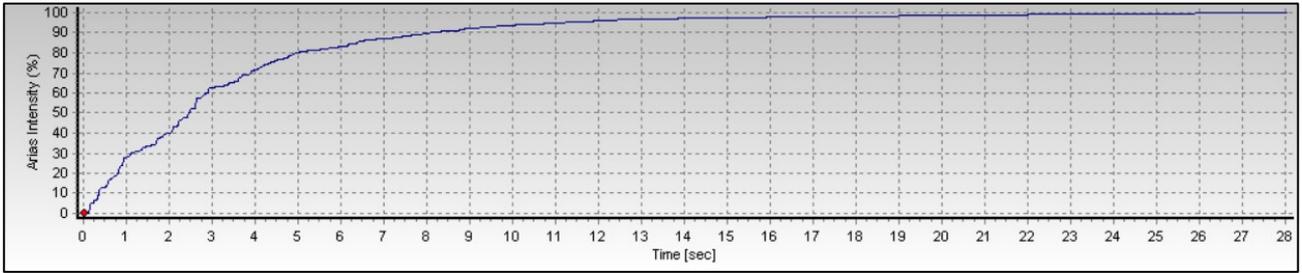


Figura 106: Intensità di Arias, registrazione 605.

#### A2.1.4 Registrazione 4560, Bovec

Tabella 50: Caratteristiche registrazione 4560.

ID registrazione	4560
ID Terremoto	1387
ID Stazione	ST727
Evento	Bovec
Data	12/04/1998
Magnitudo M	5.6
Distanza epicentrale R (km)	38
PGA ( $m/s^2$ )	0.097
PGV (cm/s)	0.617

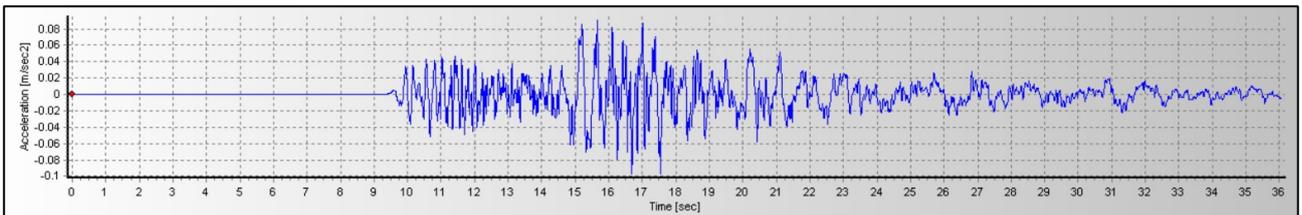


Figura 107: Storia temporale delle accelerazioni, registrazione 4560.

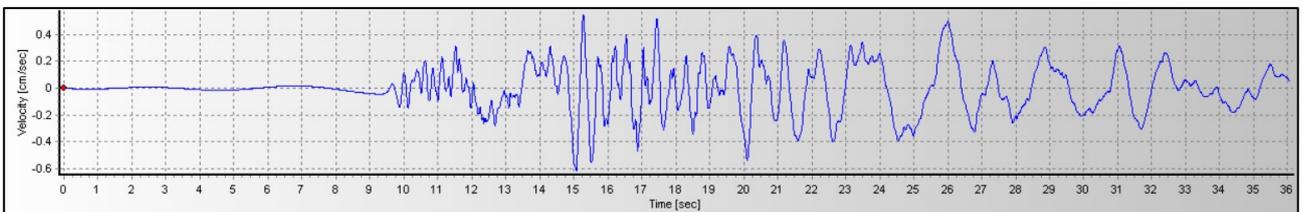


Figura 108: Storia temporale della velocità, registrazione 4560.

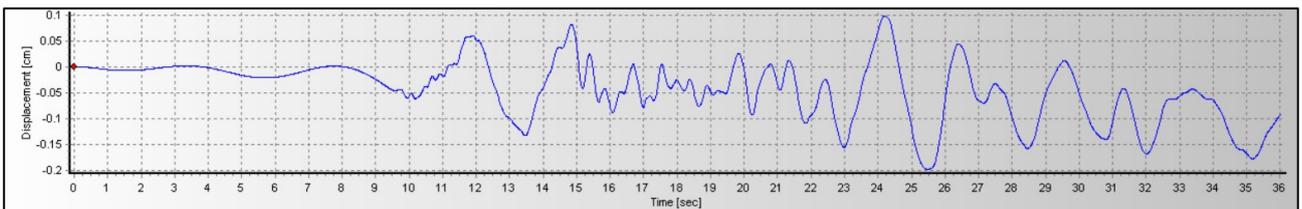


Figura 109: Storia temporale degli spostamenti, registrazione 4560.

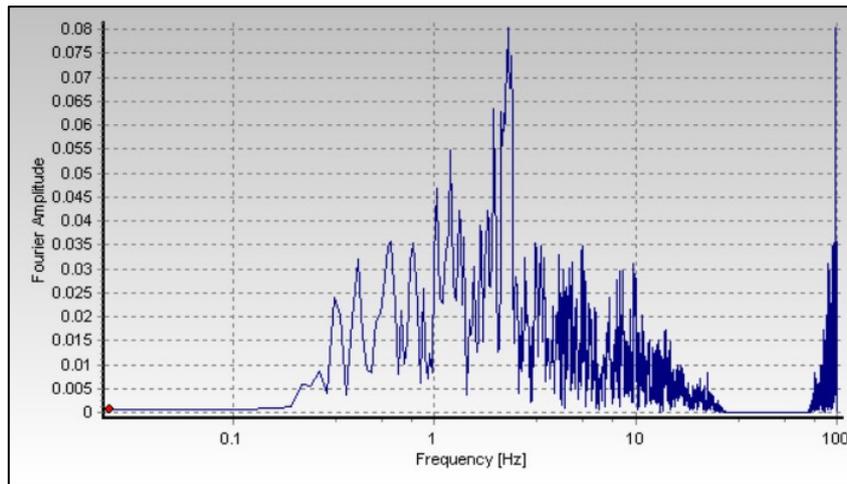


Figura 110: Spettro di Fourier, registrazione 4560.

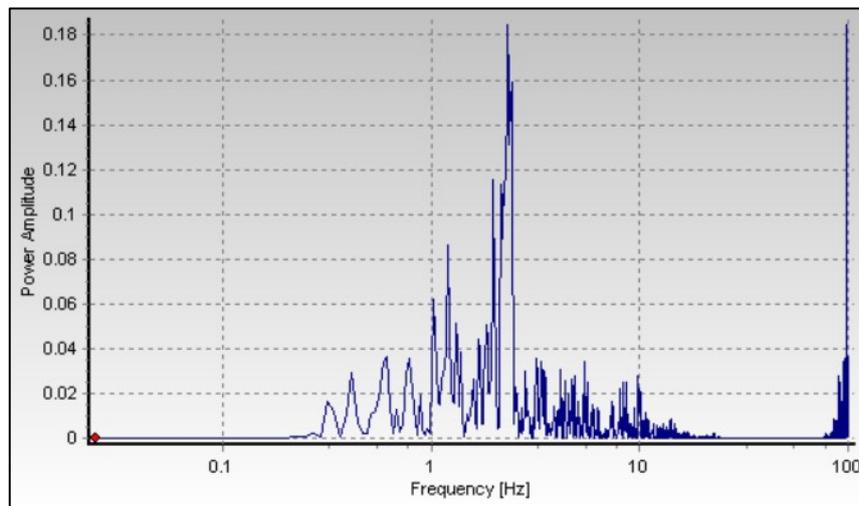


Figura 111: Spettro di potenza, registrazione 4560.

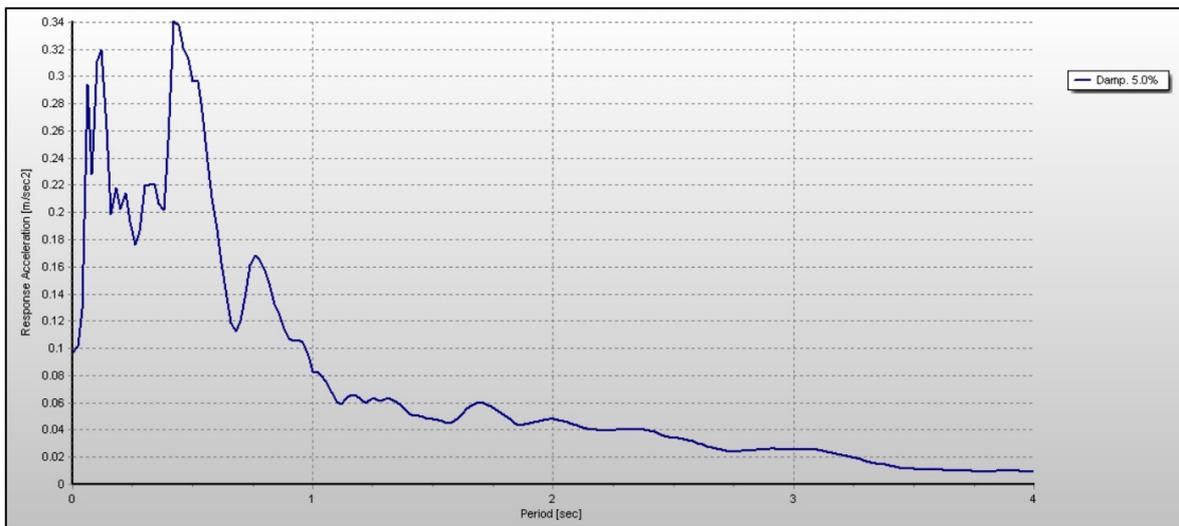


Figura 112: Spettro elastico di risposta in accelerazione, registrazione 4560.

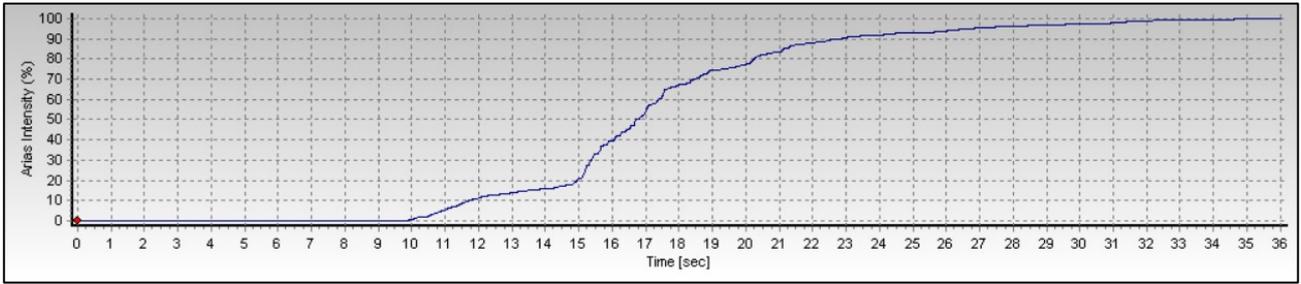


Figura 113: Intensità di Arias, registrazione 4560.

### A2.1.5 Registrazione 1884, Filippias

Tabella 51: Caratteristiche registrazione 1884.

ID registrazione	1884
ID Terremoto	229
ID Stazione	ST1312
Evento	Filippias
Data	16/06/1990
Magnitudo M	5.5
Distanza epicentrale R (km)	43
PGA (m/s <sup>2</sup> )	0.113
PGV (cm/s)	0.986

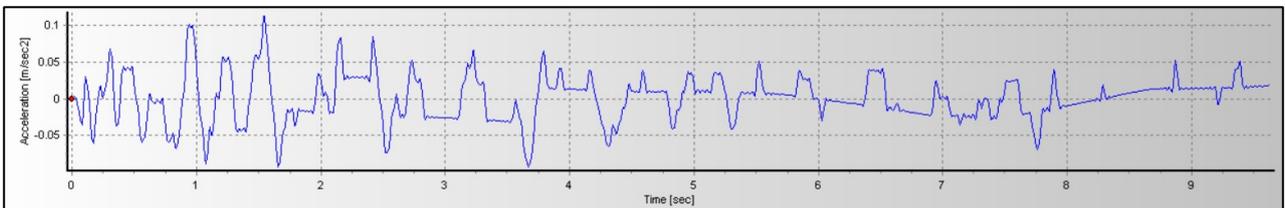


Figura 114: Storia temporale delle accelerazioni, registrazione 1884.

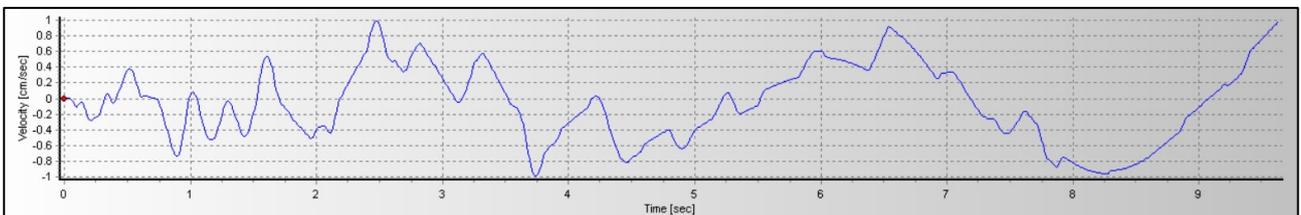


Figura 115: Storia temporale della velocità, registrazione 1884.

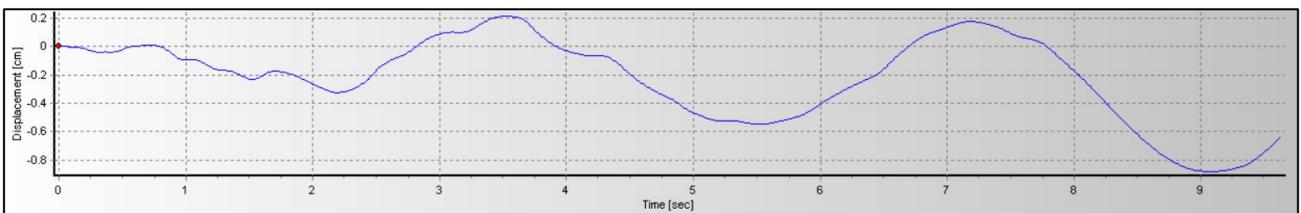


Figura 116: Storia temporale degli spostamenti, registrazione 1884.

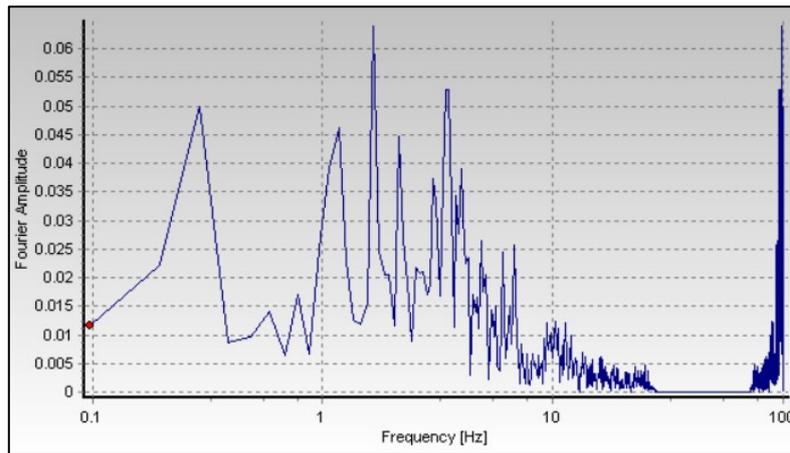


Figura 117: Spettro di Fourier, registrazione 1884.

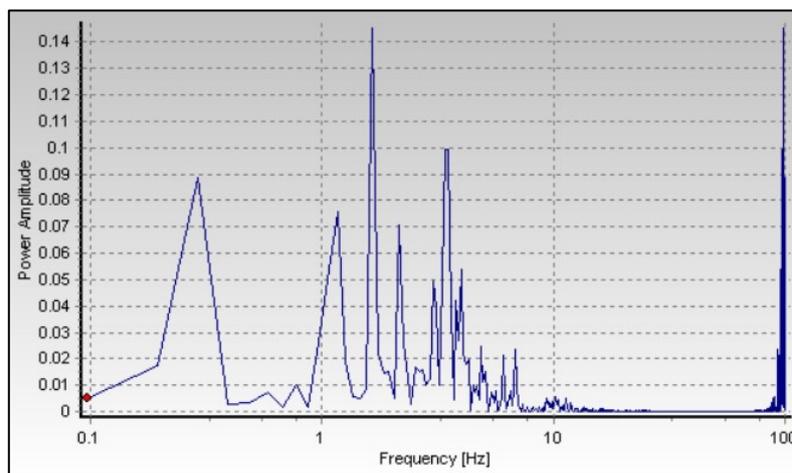


Figura 118: Spettro di potenza, registrazione 1884.

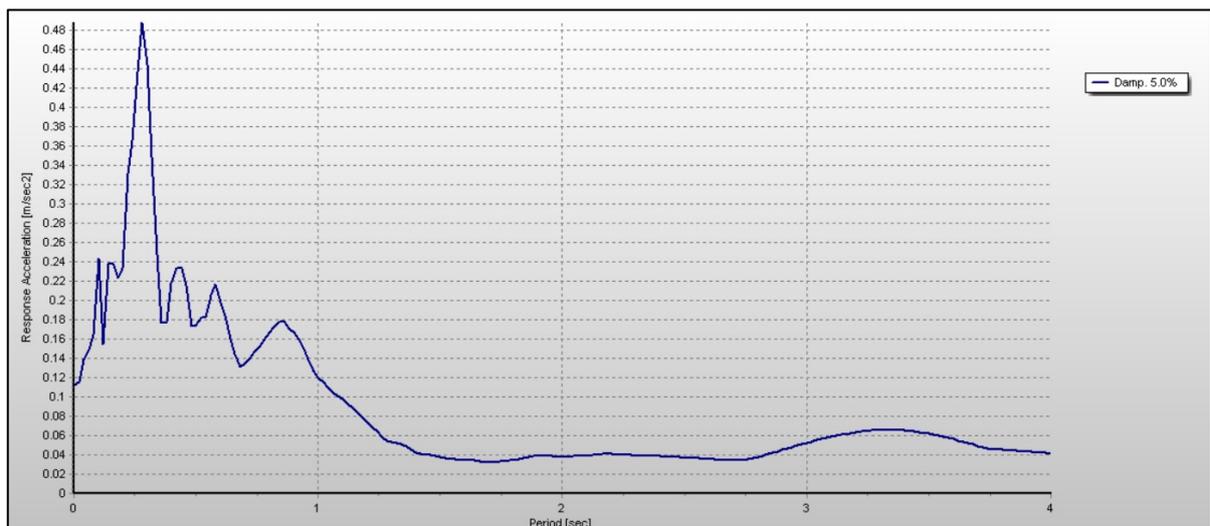


Figura 119: Spettro elastico di risposta in accelerazione, registrazione 1884.

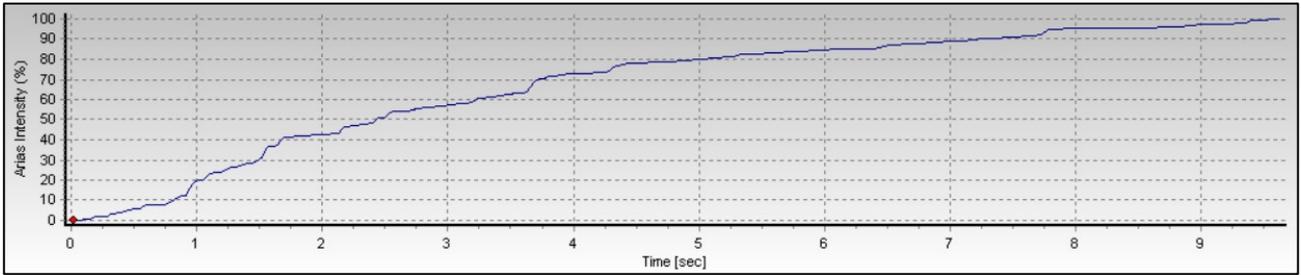


Figura 120: Intensità di Arias, registrazione 1884.

### A2.1.6 Registrazione 7158, Fizurabad

Tabella 52: Caratteristiche registrazione 7158.

ID registrazione	7158
ID Terremoto	2313
ID Stazione	ST3293
Evento	Fizurabad
Data	20/06/1994
Magnitudo M	5.9
Distanza epicentrale R (km)	39
PGA (m/s <sup>2</sup> )	0.215
PGV (cm/s)	1.464

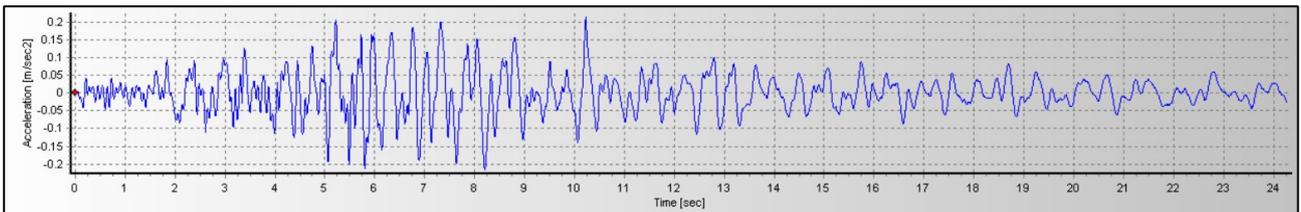


Figura 121: Storia temporale delle accelerazioni, registrazione 7158.

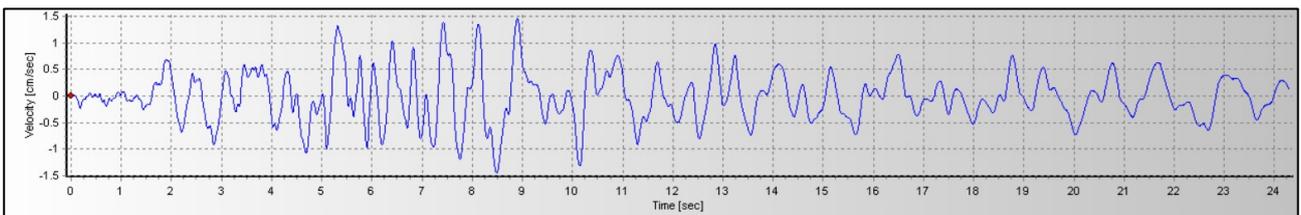


Figura 122: Storia temporale della velocità, registrazione 7158.

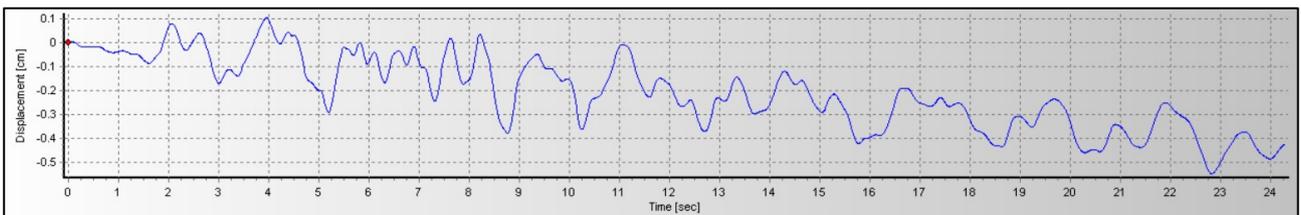


Figura 123: Storia temporale degli spostamenti, registrazione 7158.

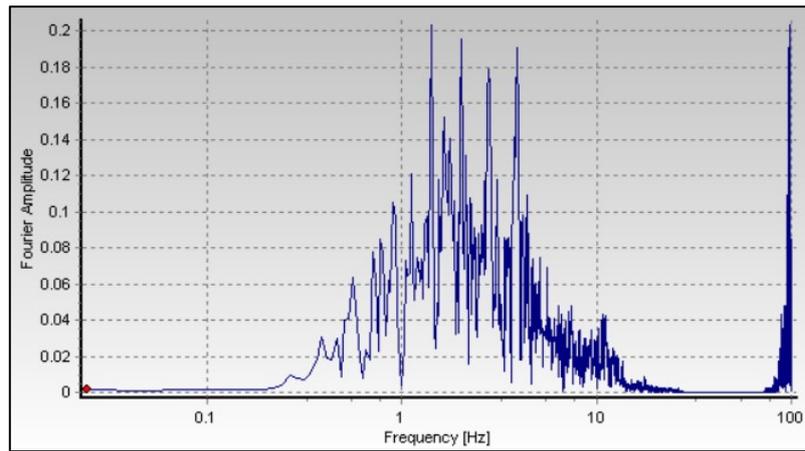


Figura 124: Spettro di Fourier, registrazione 7158.

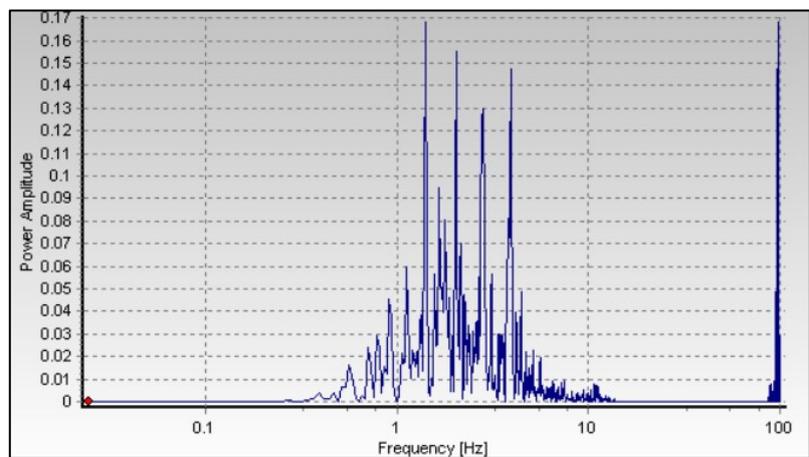


Figura 125: Spettro di potenza, registrazione 7158.

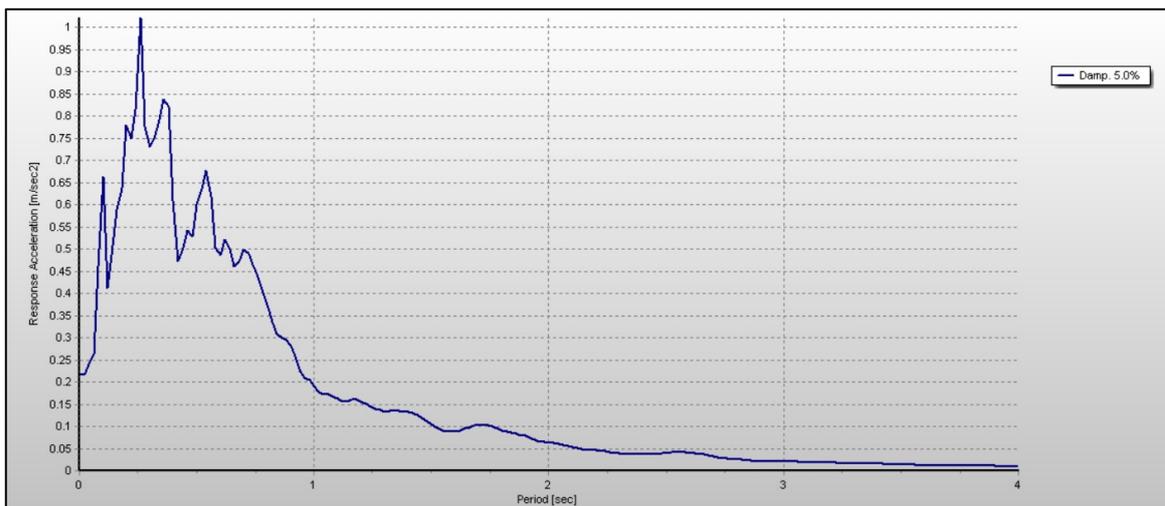


Figura 126: Spettro elastico di risposta in accelerazione, registrazione 7158.

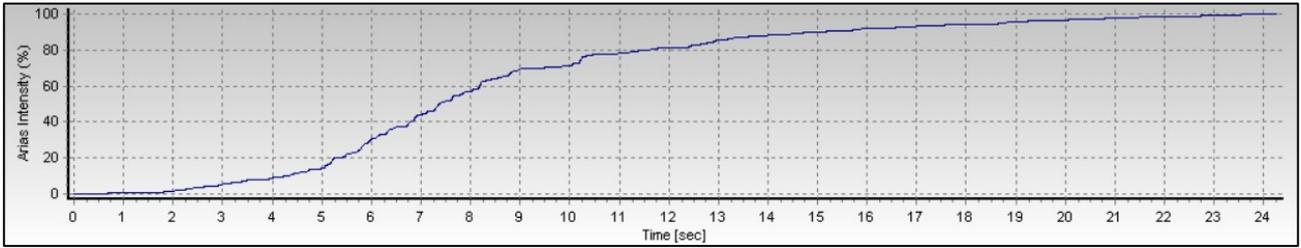


Figura 127: Intensità di Arias, registrazione 7158.

### A2.1.7 Registrazione 6603, Izmit

Tabella 53: Caratteristiche registrazione 6603.

ID registrazione	6603
ID Terremoto	2157
ID Stazione	ST2573
Evento	Izmit (aftershock)
Data	20/10/1999
Magnitudo M	4.9
Distanza epicentrale R (km)	30
PGA (m/s <sup>2</sup> )	0.054
PGV (cm/s)	0.206

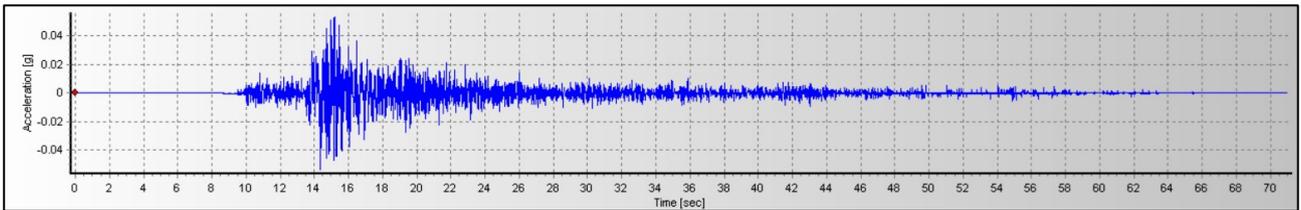


Figura 128: Storia temporale delle accelerazioni, registrazione 6603.

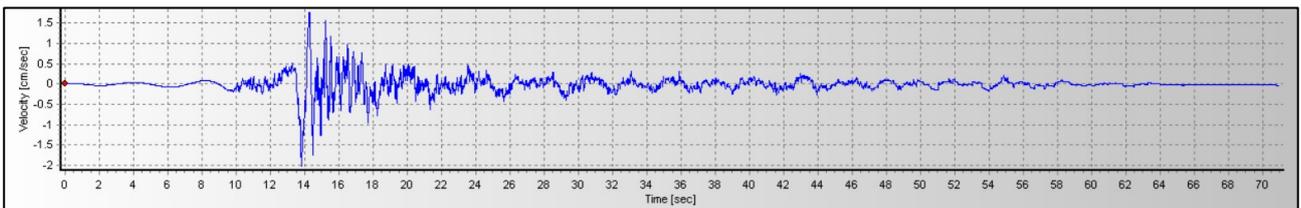


Figura 129: Storia temporale della velocità, registrazione 6603.

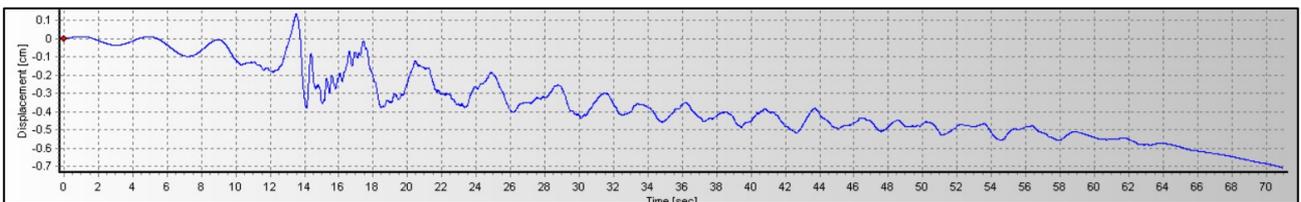


Figura 130: Storia temporale degli spostamenti, registrazione 6603.

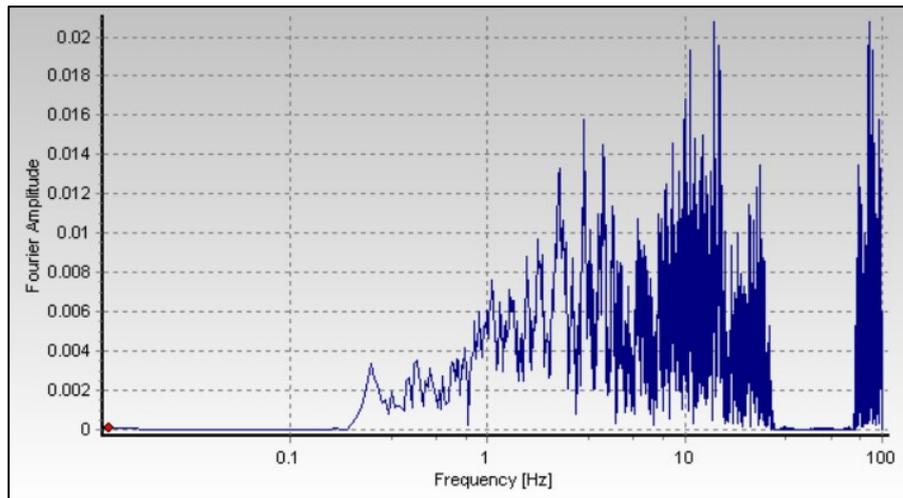


Figura 131: Spettro di Fourier, registrazione 6603.

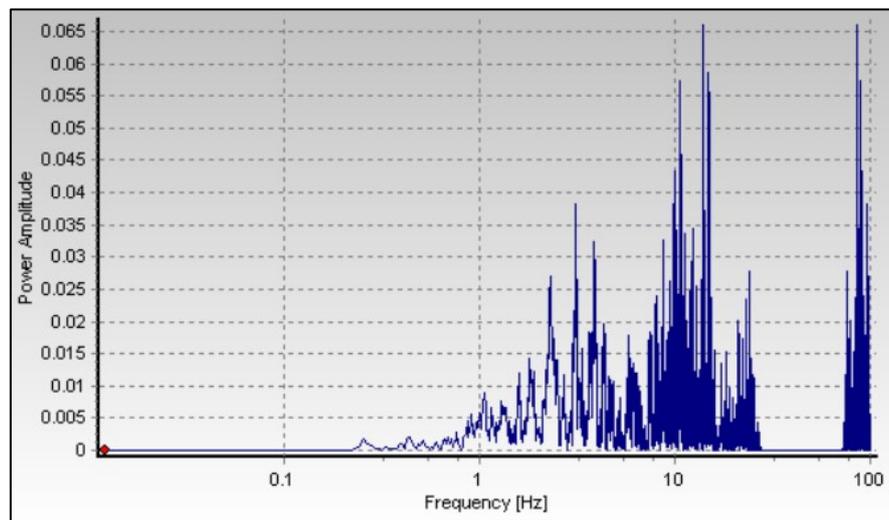


Figura 132: Spettro di potenza, registrazione 6603.

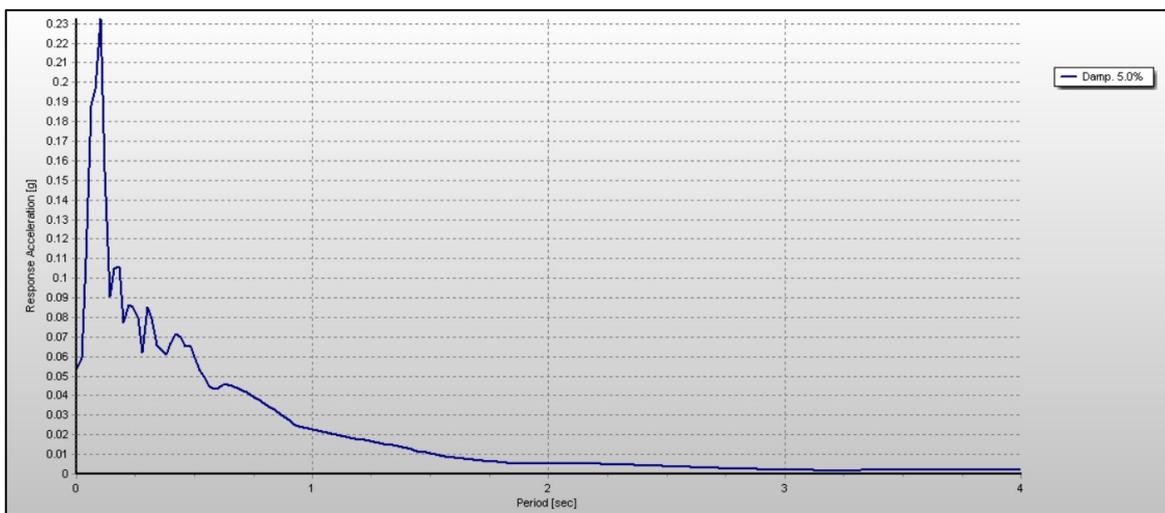


Figura 133: Spettro elastico di risposta in accelerazione, registrazione 6603.

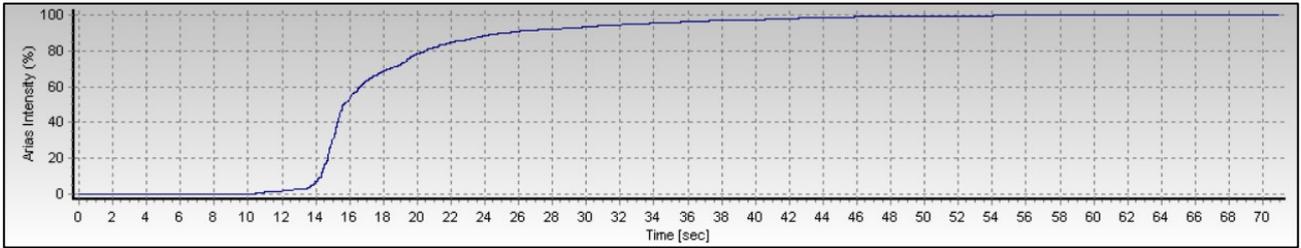


Figura 134: Intensità di Arias, registrazione 6603.

## A2.2 Raccolta di time history per l'analisi allo SLE

### A2.2.1 Registrazione 243, Valnerina

Tabella 54: Caratteristiche registrazione 243.

ID registrazione	243
ID Terremoto	115
ID Stazione	ST82
Evento	Valnerina
Data	19/09/1979
Magnitudo M	5.8
Distanza epicentrale R (km)	47
PGA (m/s <sup>2</sup> )	0.165
PGV (cm/s)	0.865

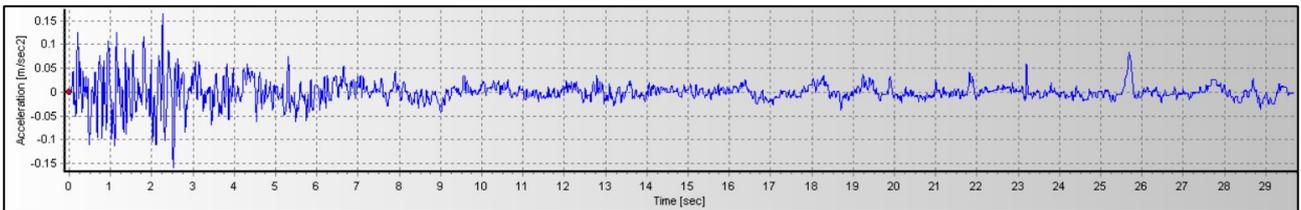


Figura 135: Storia temporale delle accelerazioni, registrazione 243.

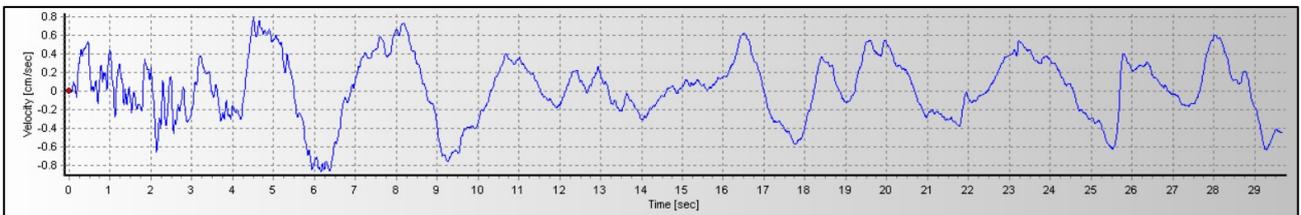


Figura 136: Storia temporale della velocità, registrazione 243.

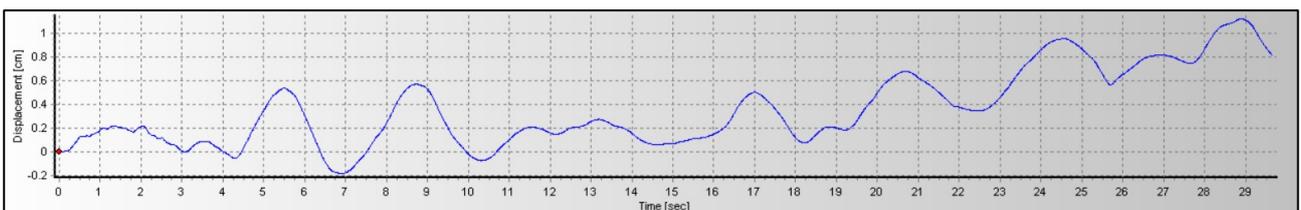


Figura 137: Storia temporale degli spostamenti, registrazione 243.

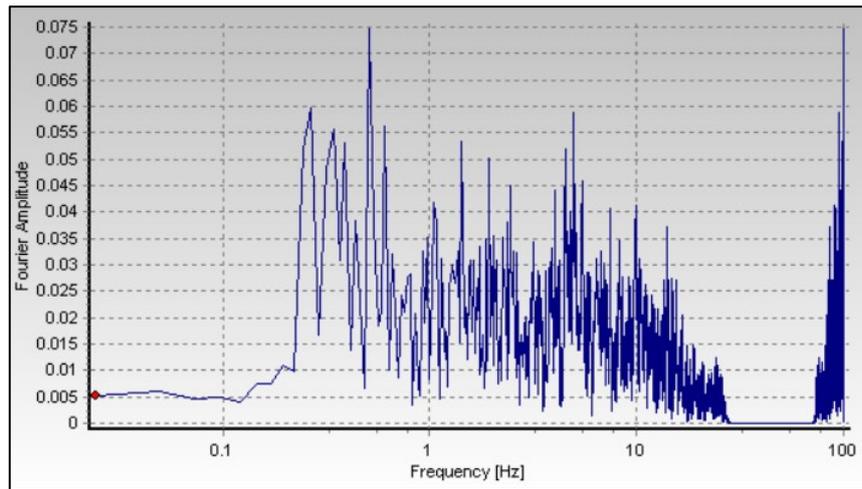


Figura 138: Spettro di Fourier, registrazione 243.

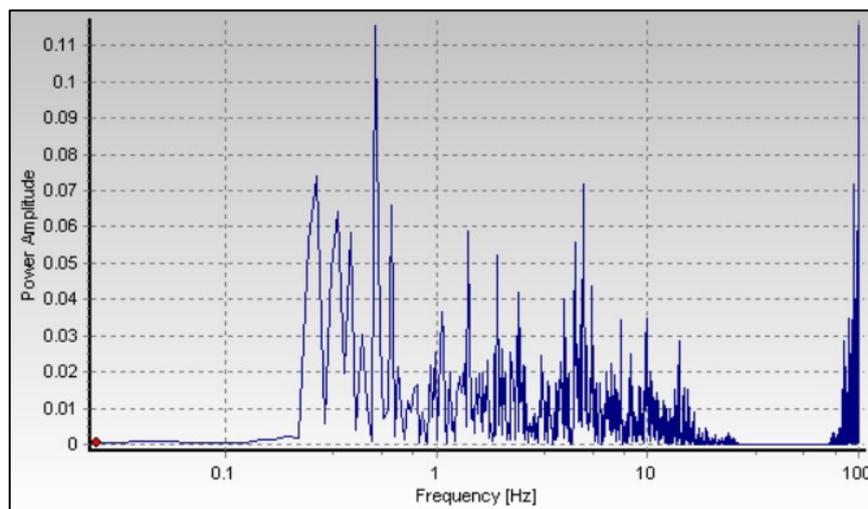


Figura 139: Spettro di potenza, registrazione 243.

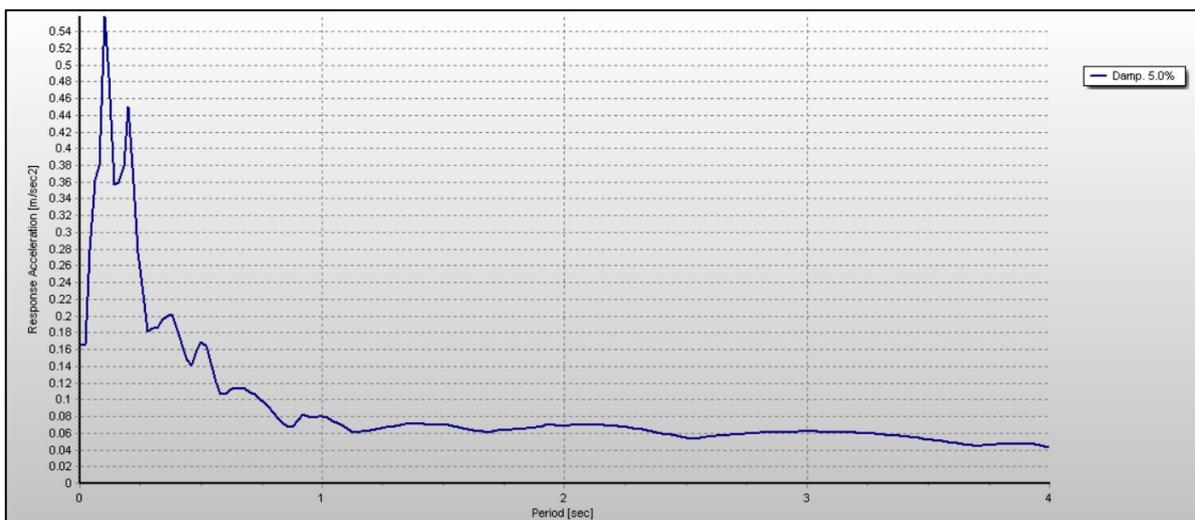


Figura 140: Spettro elastico di risposta in accelerazione, registrazione 243.

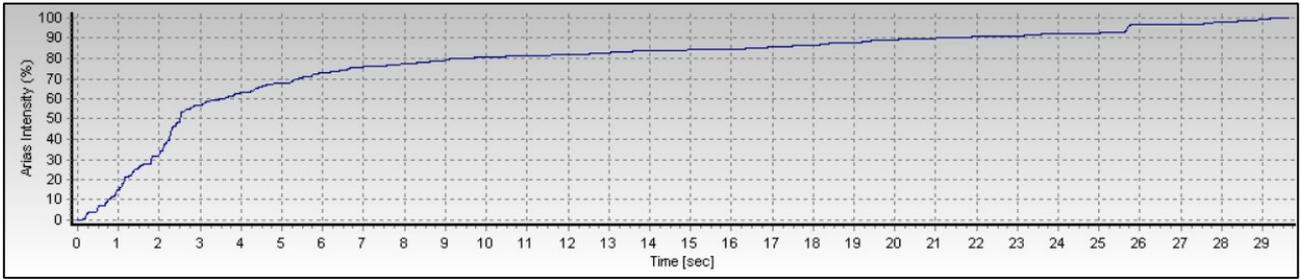


Figura 141: Intensità di Arias, registrazione 243.

### A2.2.2 Registrazione 357, Umbria

Tabella 55: Caratteristiche registrazione 357.

ID registrazione	357
ID Terremoto	174
ID Stazione	ST134
Evento	Umbria
Data	29/04/1984
Magnitudo M	5.6
Distanza epicentrale R (km)	37
PGA (m/s <sup>2</sup> )	0.091
PGV (cm/s)	0.553

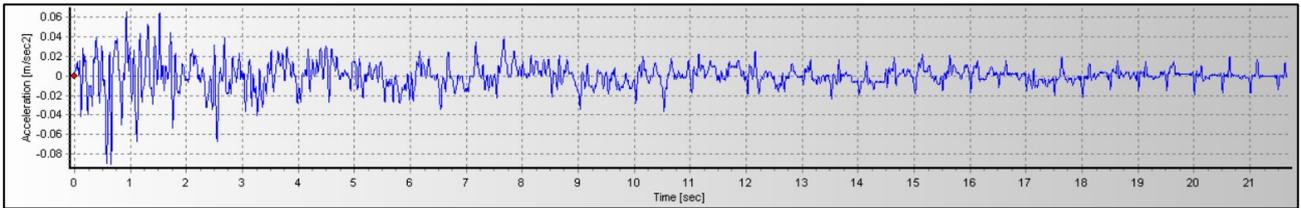


Figura 142: Storia temporale delle accelerazioni, registrazione 357.

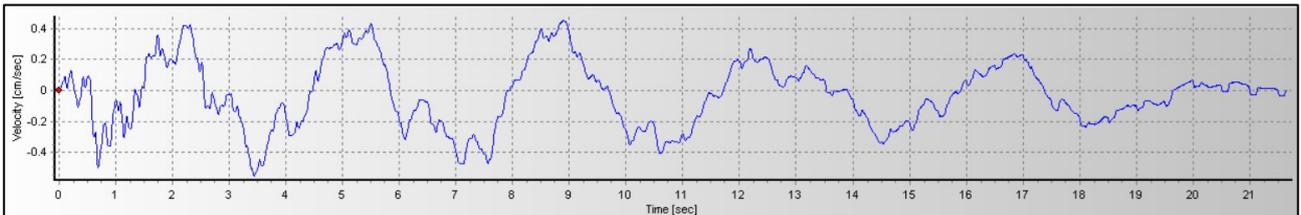


Figura 143: Storia temporale della velocità, registrazione 357.

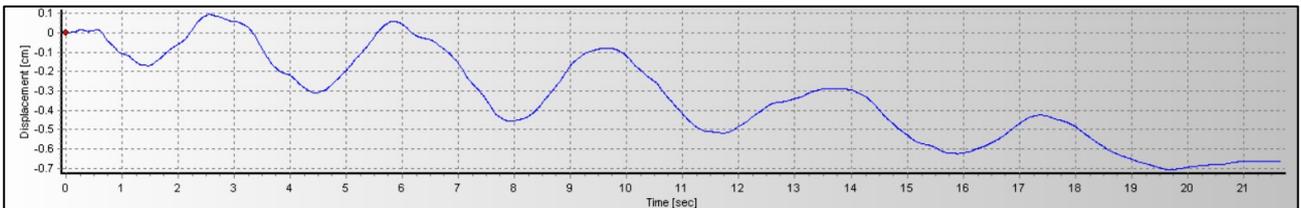


Figura 144: Storia temporale degli spostamenti, registrazione 357.

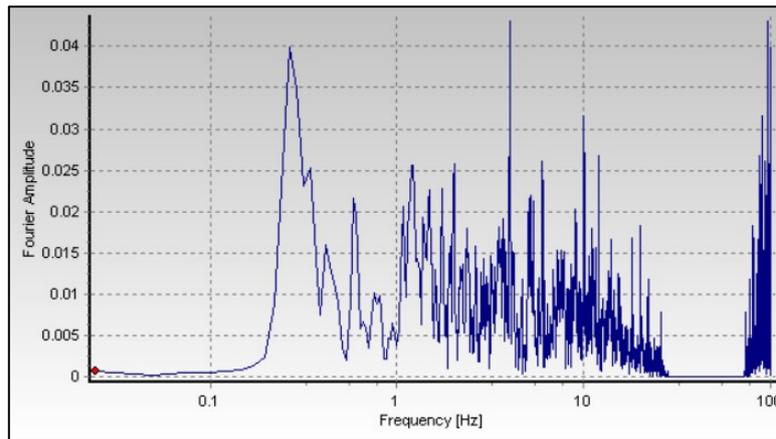


Figura 145: Spettro di Fourier, registrazione 357.

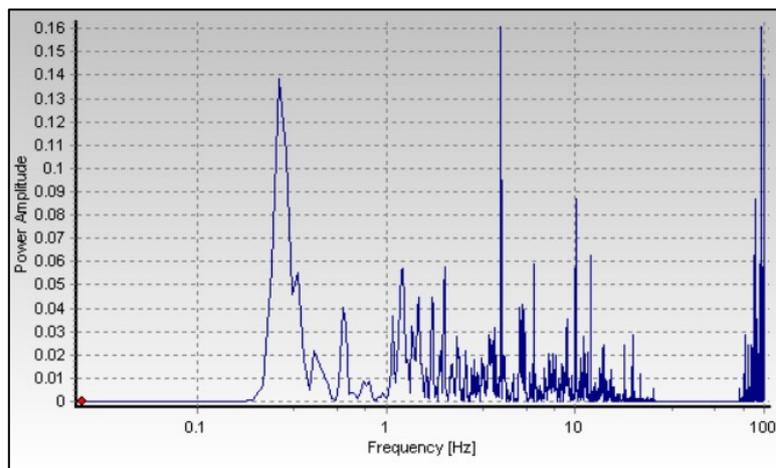


Figura 146: Spettro di potenza, registrazione 357.



Figura 147: Spettro elastico di risposta in accelerazione, registrazione 357.

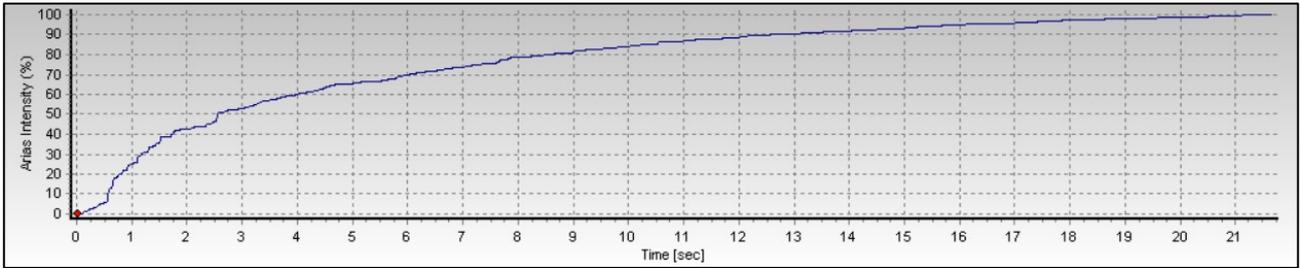


Figura 148: Intensità di Arias, registrazione 357.

### A2.2.3 Registrazione 5828, Strofades

Tabella 56: Caratteristiche registrazione 5828.

ID registrazione	5828
ID Terremoto	1896
ID Stazione	ST1323
Evento	Strofades (aftershock)
Data	18/11/1997
Magnitudo M	5.3
Distanza epicentrale R (km)	43
PGA (m/s <sup>2</sup> )	0.104
PGV (cm/s)	0.387

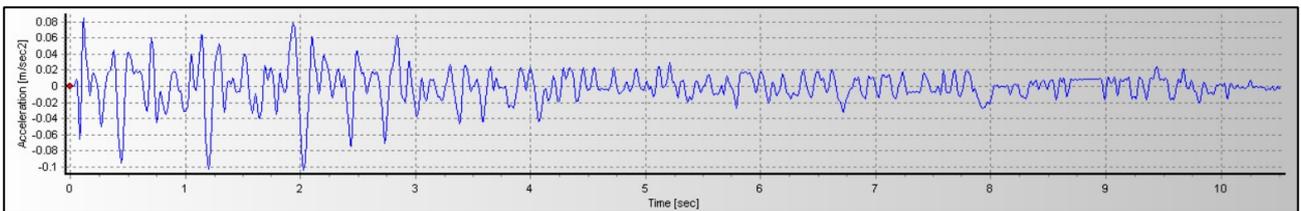


Figura 149: Storia temporale delle accelerazioni, registrazione 5828.

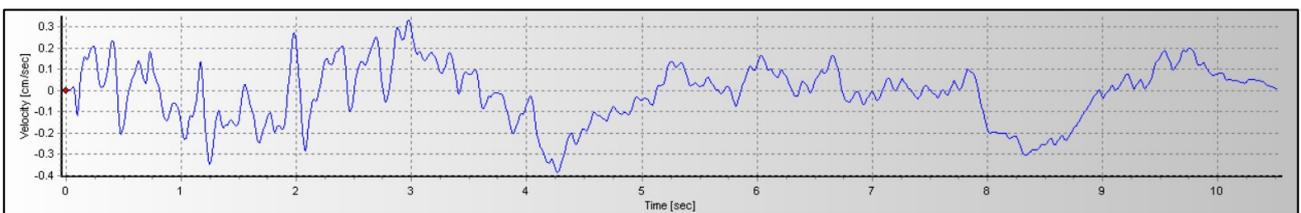


Figura 150: Storia temporale della velocità, registrazione 5828.

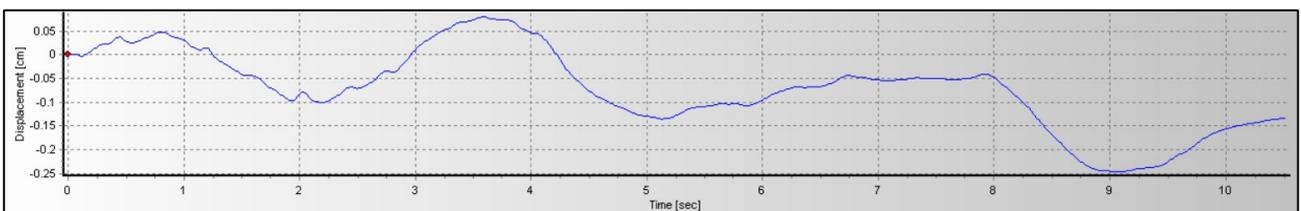


Figura 151: Storia temporale degli spostamenti, registrazione 5828.

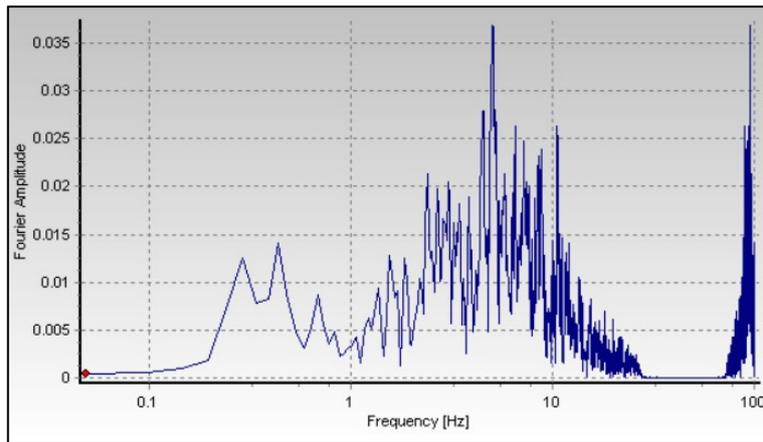


Figura 152: Spettro di Fourier, registrazione 5828.

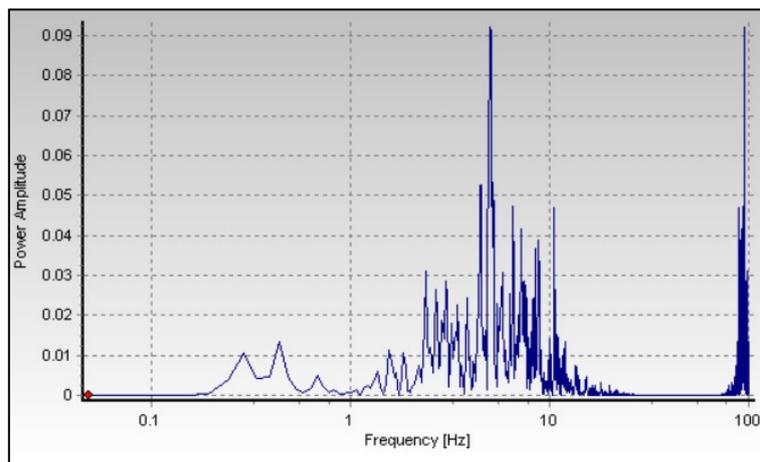


Figura 153: Spettro di potenza, registrazione 5828.

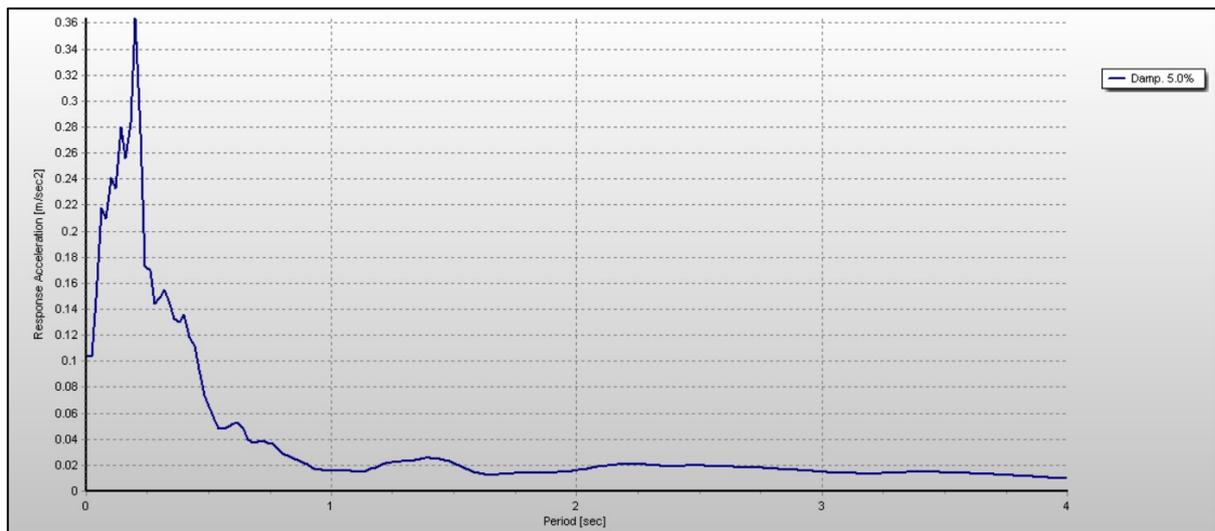


Figura 154: Spettro elastico di risposta in accelerazione, registrazione 5828.

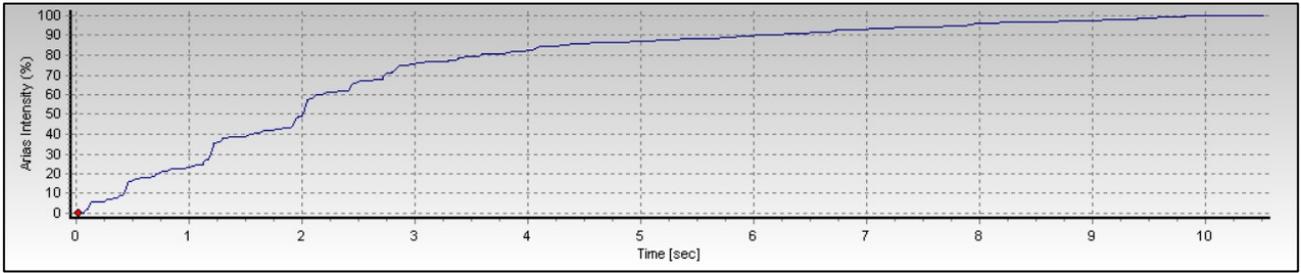


Figura 155: Intensità di Arias, registrazione 5828.

#### A2.2.4 Registrazione 605, Umbria Marche

Tabella 57: Caratteristiche registrazione 605.

ID registrazione	605
ID Terremoto	290
ID Stazione	ST84
Evento	Umbria Marche
Data	26/09/1997
Magnitudo M	5.7
Distanza epicentrale R (km)	35
PGA ( $m/s^2$ )	0.354
PGV (cm/s)	1.622

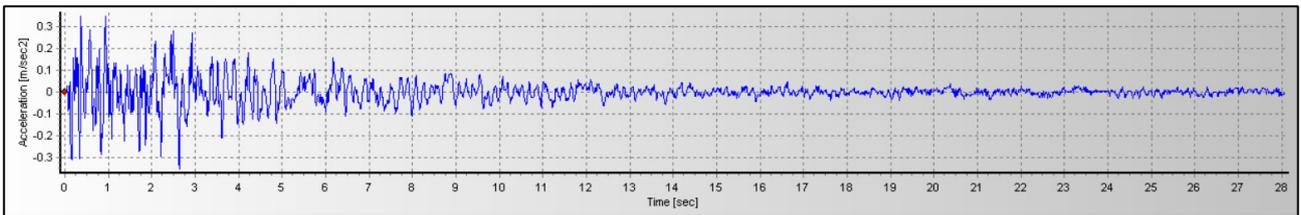


Figura 156: Storia temporale delle accelerazioni, registrazione 605.

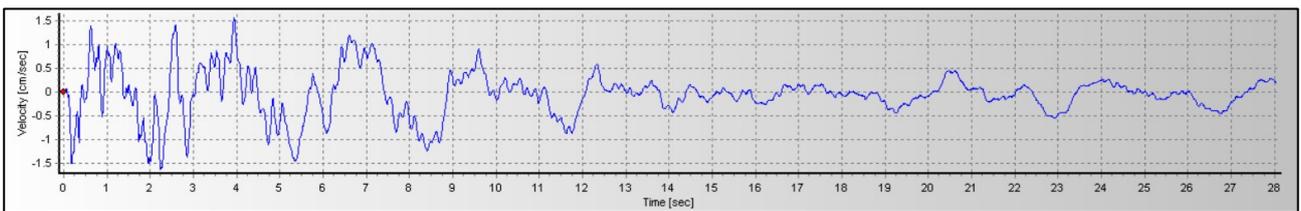


Figura 157: Storia temporale della velocità, registrazione 605.

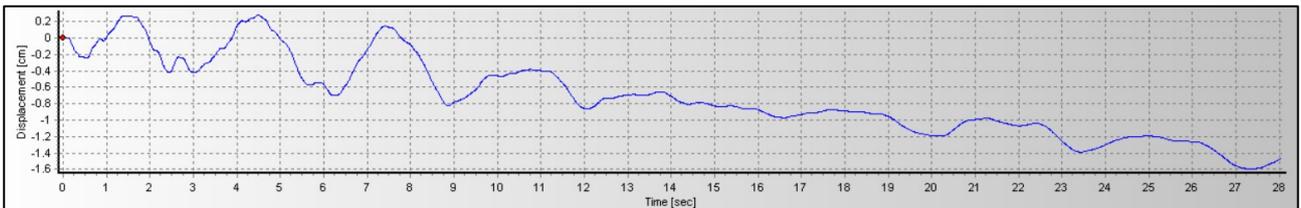


Figura 158: Storia temporale degli spostamenti, registrazione 605.

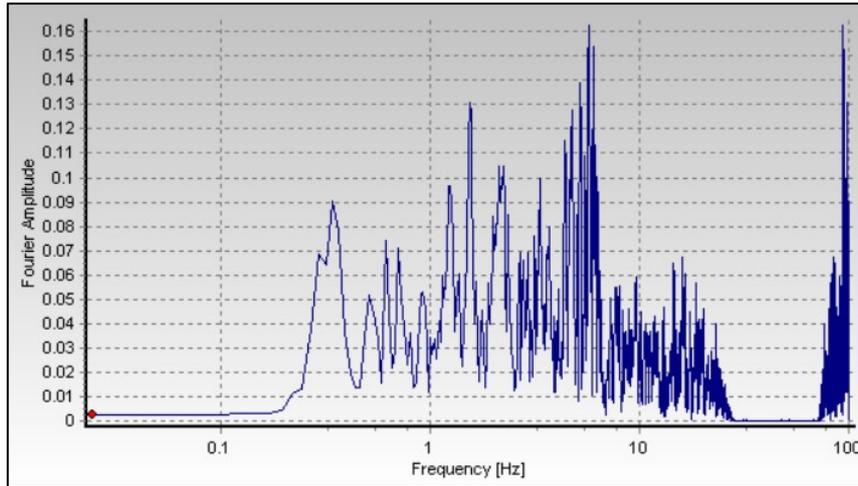


Figura 159: Spettro di Fourier, registrazione 605.

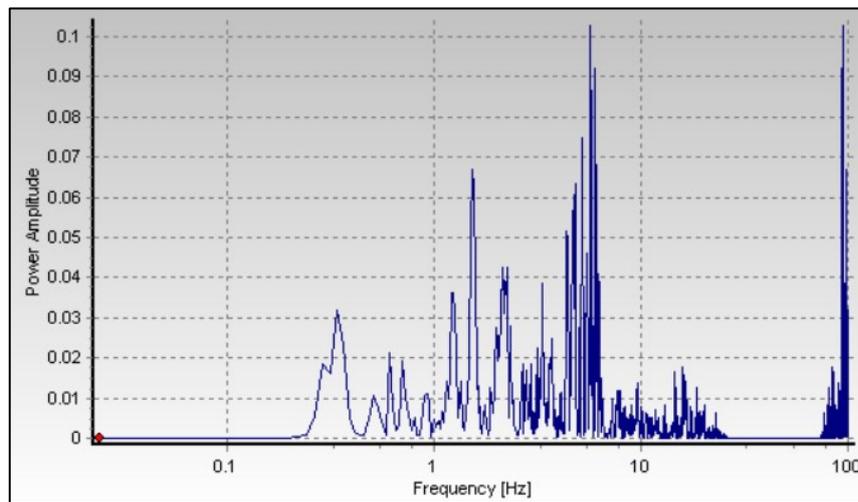


Figura 160: Spettro di potenza, registrazione 605.

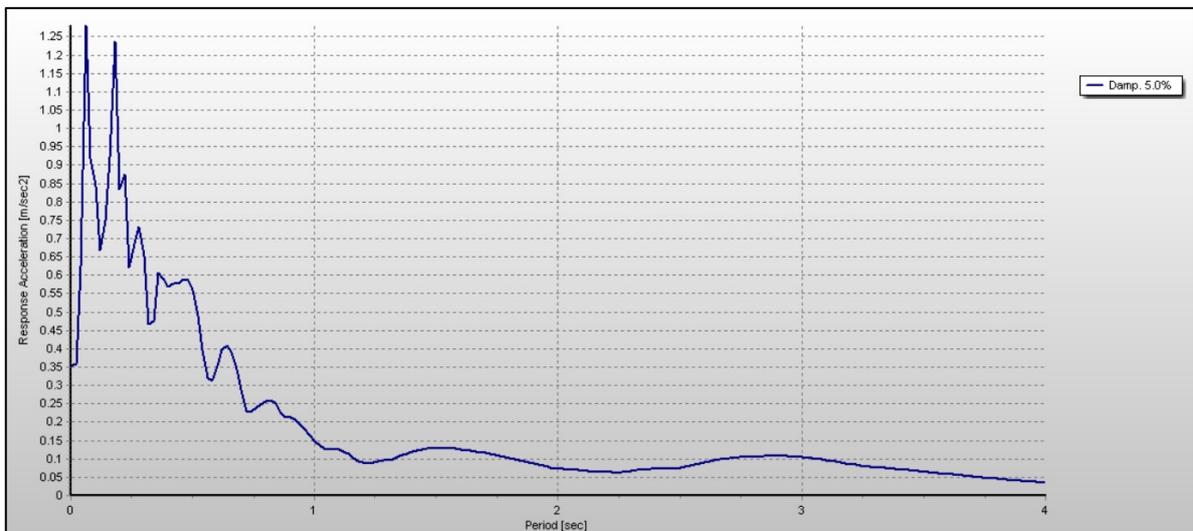


Figura 161: Spettro elastico di risposta in accelerazione, registrazione 605.

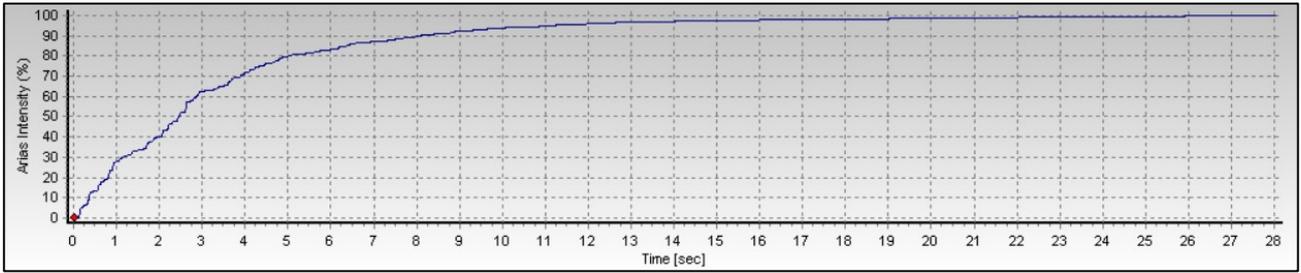


Figura 162: Intensità di Arias, registrazione 605.

### A2.2.5 Registrazione 140, Friuli

Tabella 58: Caratteristiche registrazione 140.

ID registrazione	140
ID Terremoto	65
ID Stazione	ST36
Evento	Friuli (aftershock)
Data	15/09/1976
Magnitudo M	6
Distanza epicentrale R (km)	32
PGA (m/s <sup>2</sup> )	0.484
PGV (cm/s)	1.746

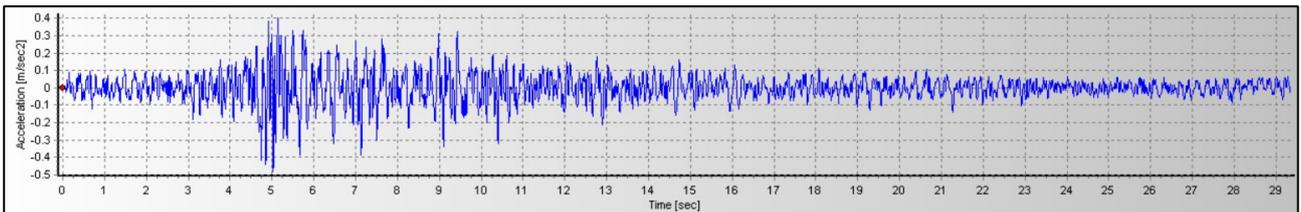


Figura 163: Storia temporale delle accelerazioni, registrazione 140.

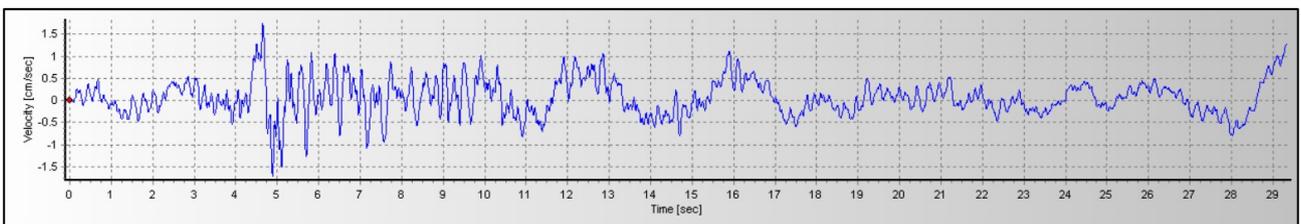


Figura 164: Storia temporale della velocità, registrazione 140.

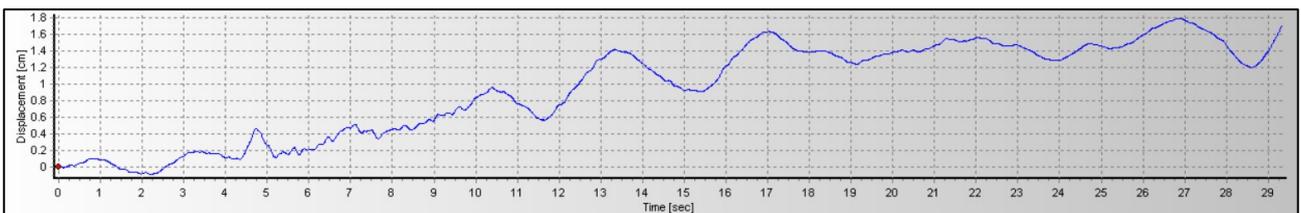


Figura 165: Storia temporale degli spostamenti, registrazione 140.

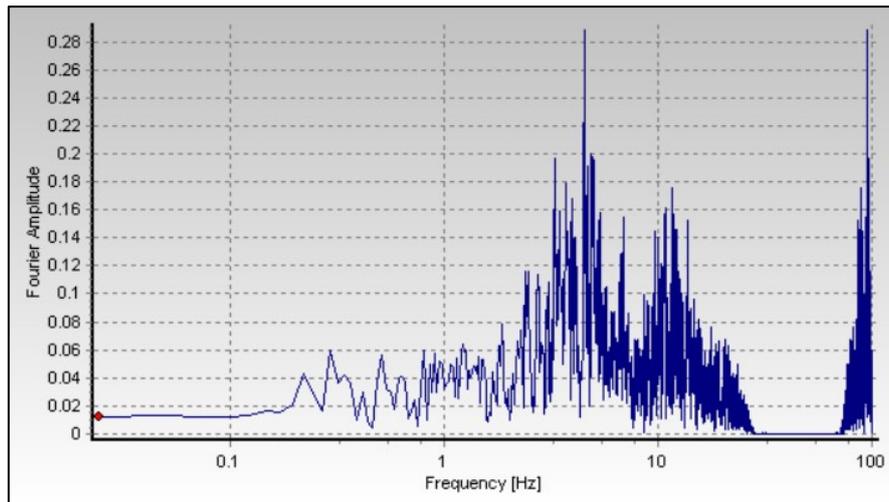


Figura 166: Spettro di Fourier, registrazione 140.

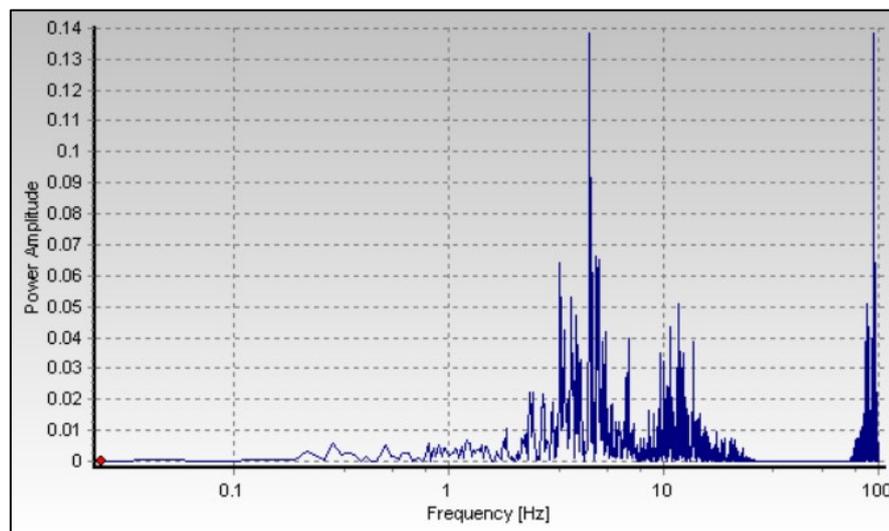


Figura 167: Spettro di potenza, registrazione 140.

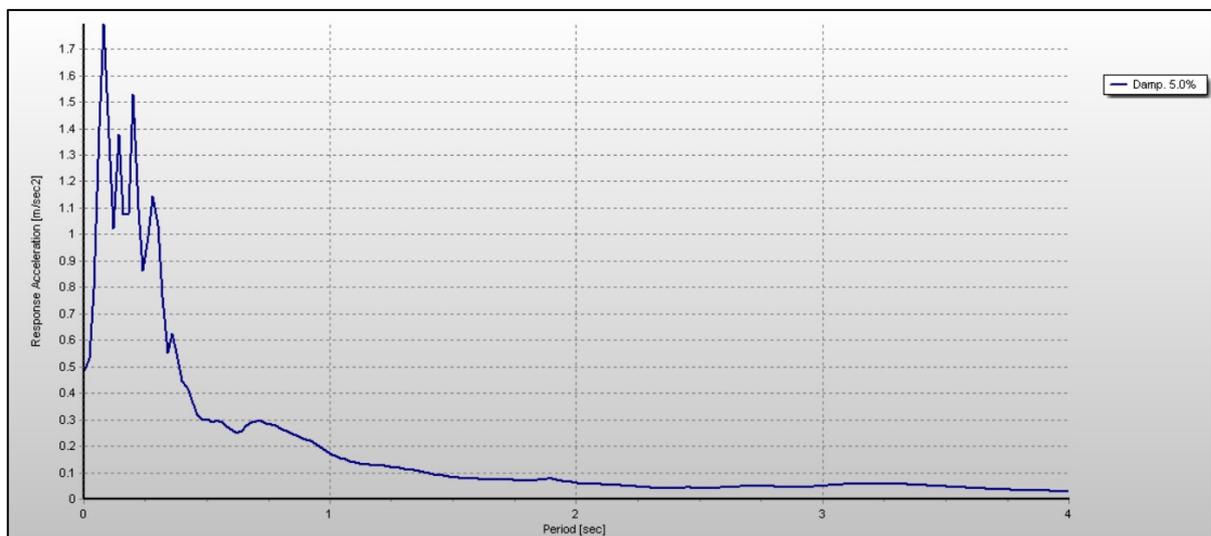


Figura 168: Spettro elastico di risposta in accelerazione, registrazione 140.

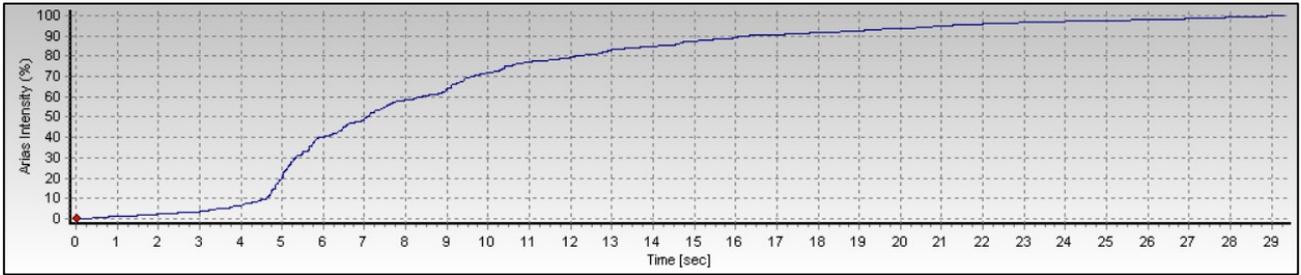


Figura 169: Intensità di Arias, registrazione 605.

### A2.2.6 Registrazione 467, Chenoua

Tabella 59: Caratteristiche registrazione 467.

ID registrazione	467
ID Terremoto	224
ID Stazione	ST181
Evento	Chenoua
Data	29/10/1989
Magnitudo M	5.9
Distanza epicentrale R (km)	50
PGA (m/s <sup>2</sup> )	0.343
PGV (cm/s)	2.564

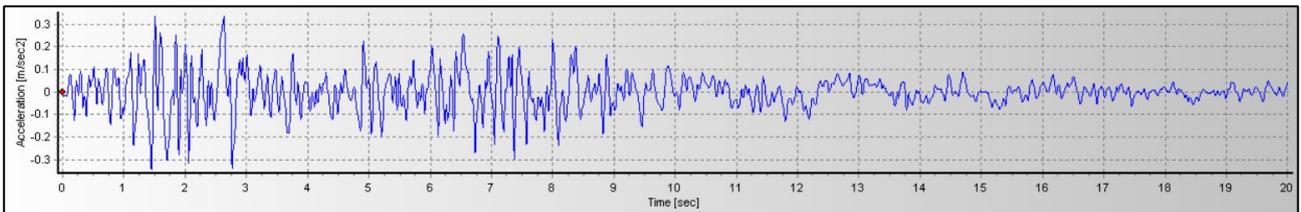


Figura 170: Storia temporale delle accelerazioni, registrazione 467.

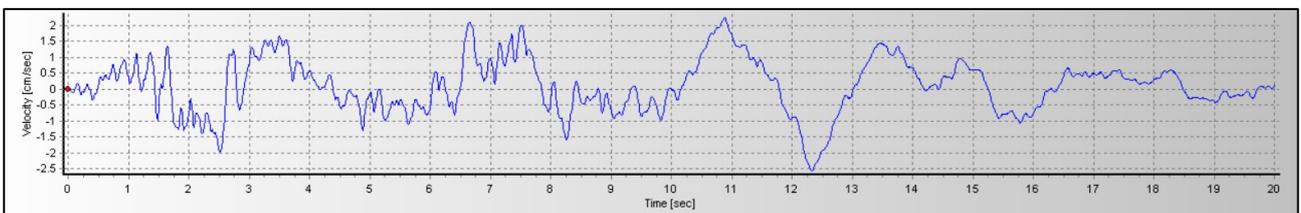


Figura 171: Storia temporale della velocità, registrazione 467.

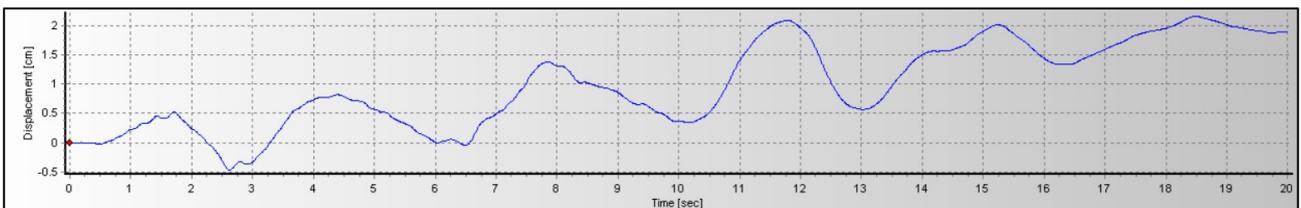


Figura 172: Storia temporale degli spostamenti, registrazione 467.

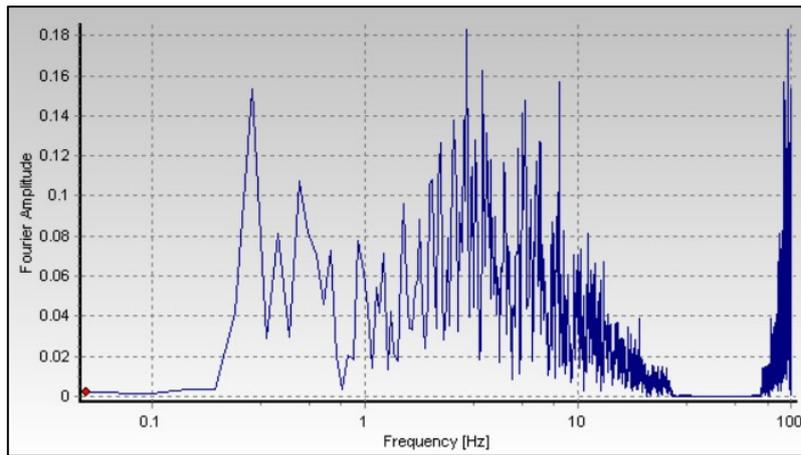


Figura 173: Spettro di Fourier, registrazione 467.

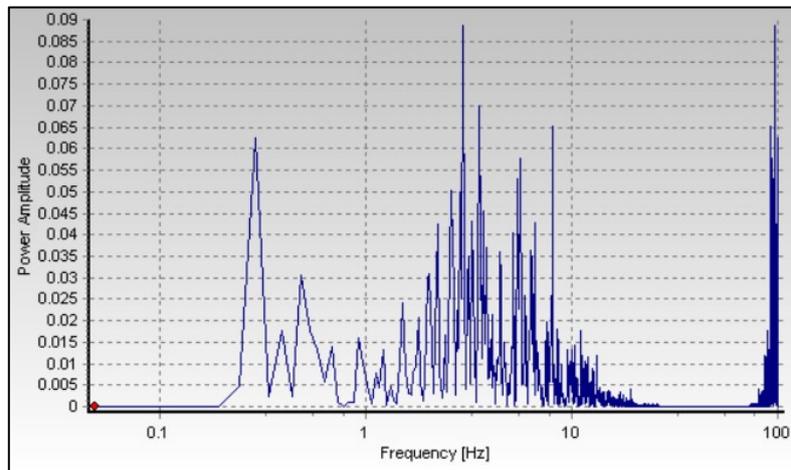


Figura 174: Spettro di potenza, registrazione 467.

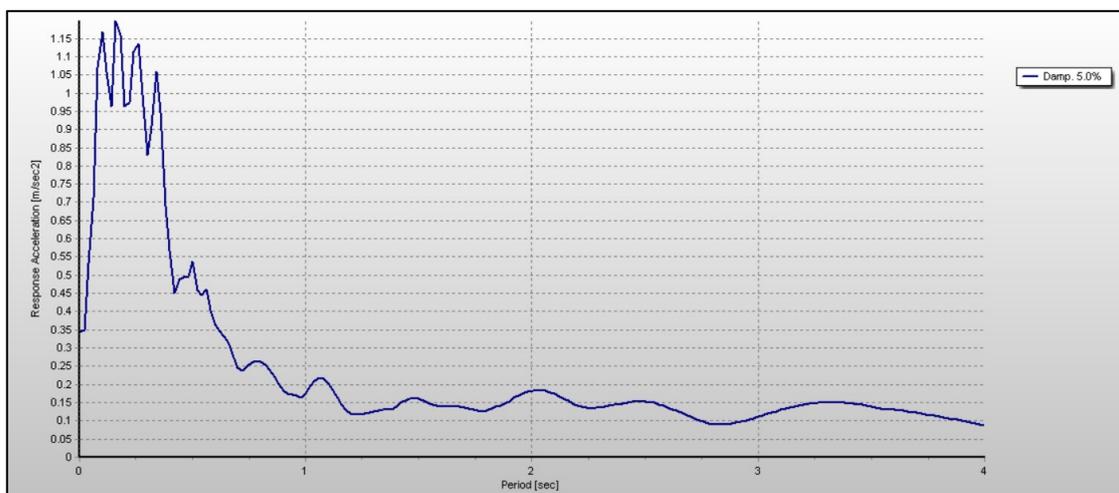


Figura 175: Spettro elastico di risposta in accelerazione, registrazione 467.

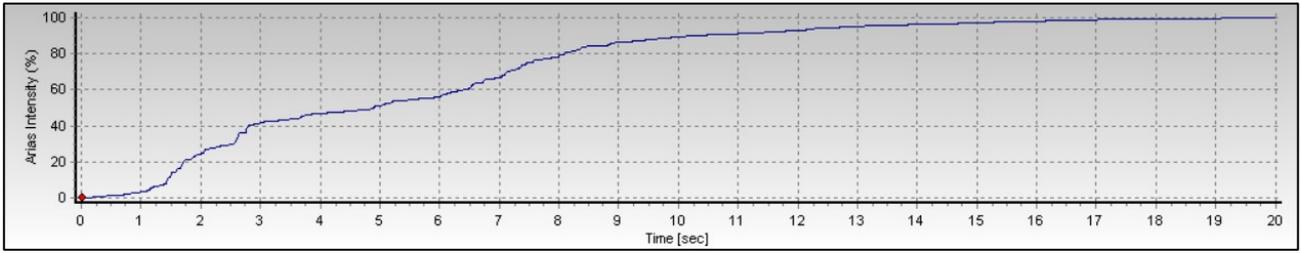


Figura 176: Intensità di Arias, registrazione 467.

### A2.2.7 Registrazione 5151, Mt. Hengill Area

Tabella 60: Caratteristiche registrazione 5151.

ID registrazione	5151
ID Terremoto	1440
ID Stazione	ST2491
Evento	Mt. Hengill Area
Data	24/08/1997
Magnitudo M	4.9
Distanza epicentrale R (km)	33
PGA ( $m/s^2$ )	0.020
PGV (cm/s)	0.158

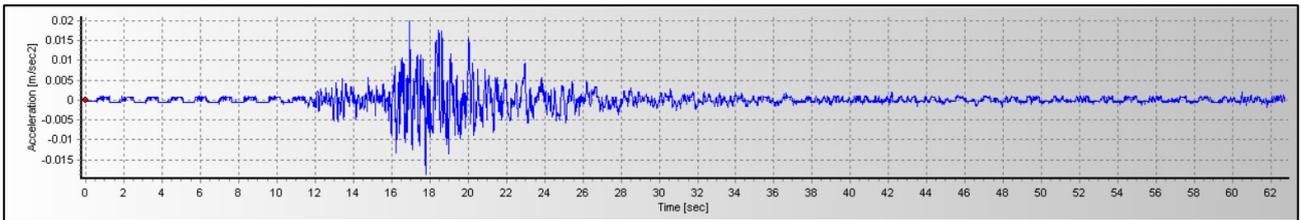


Figura 177: Storia temporale delle accelerazioni, registrazione 5151.

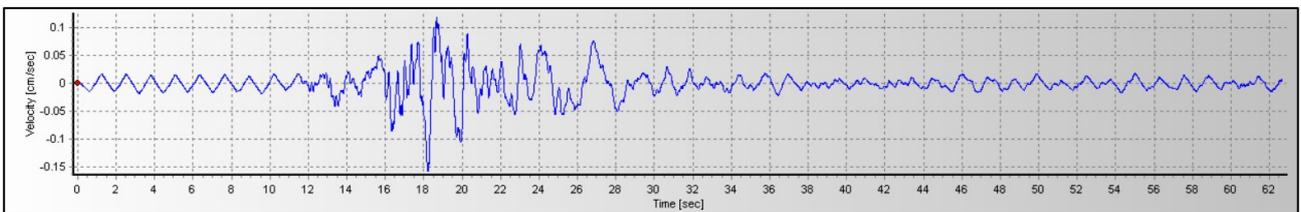


Figura 178: Storia temporale della velocità, registrazione 5151.

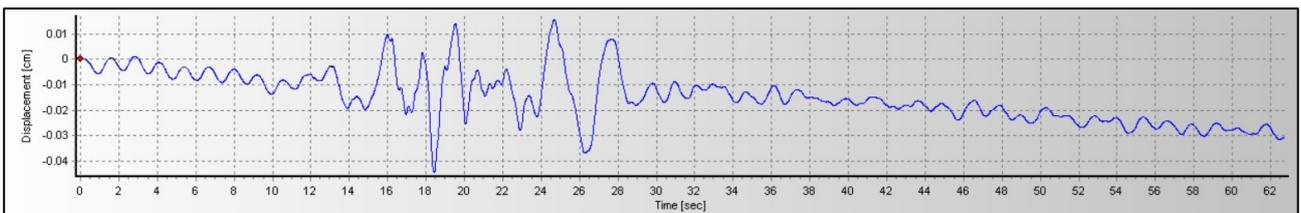


Figura 179: Storia temporale degli spostamenti, registrazione 5151.

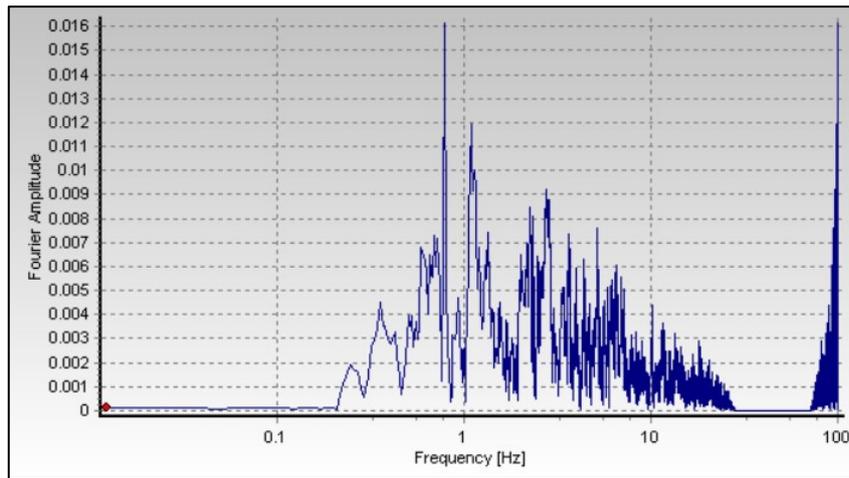


Figura 180: Spettro di Fourier, registrazione 5151.

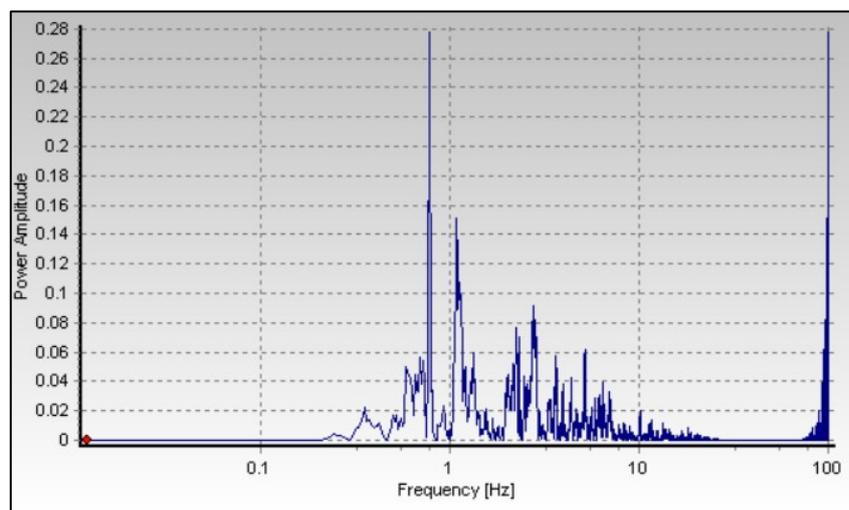


Figura 181: Spettro di potenza, registrazione 5151.

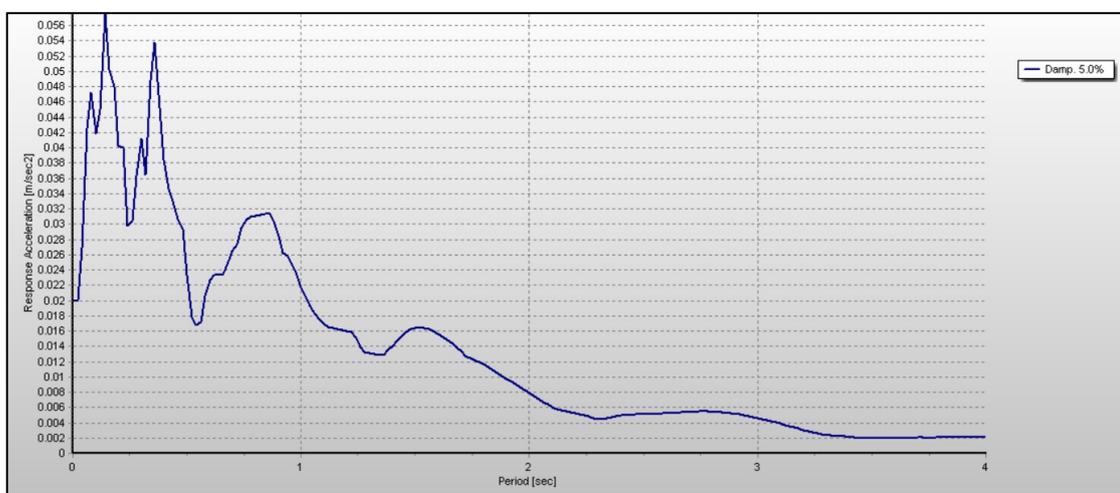


Figura 182: Spettro elastico di risposta in accelerazione, registrazione 5151.

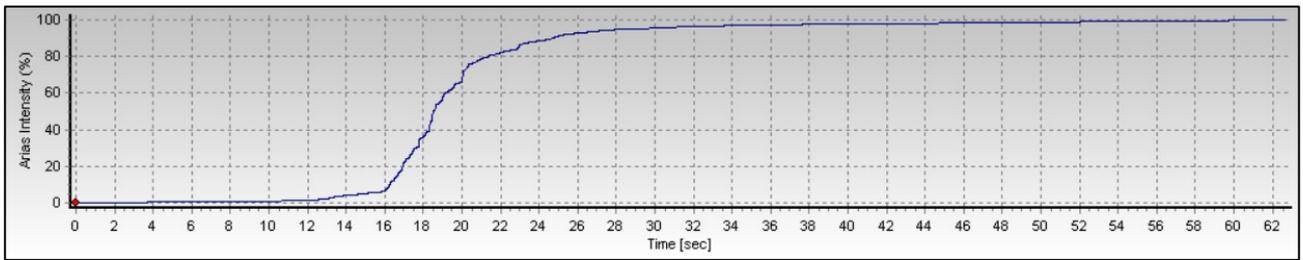


Figura 183: Intensità di Arias, registrazione 5151.

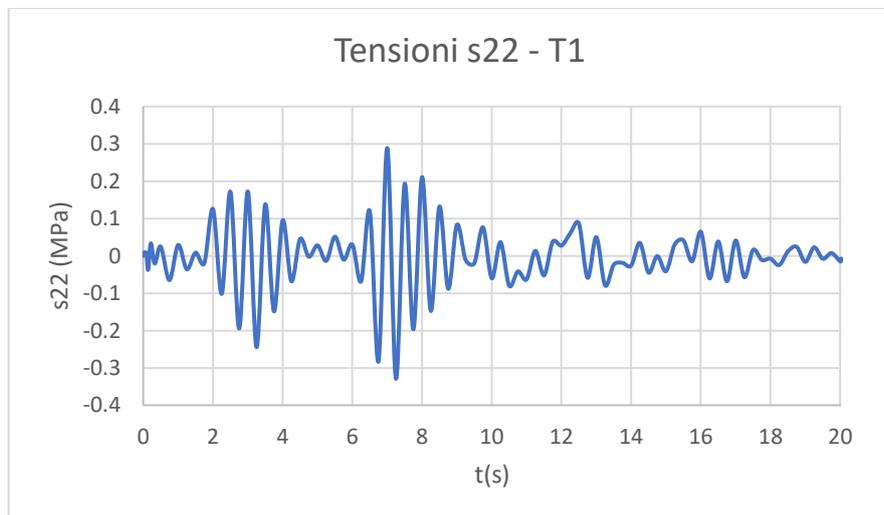
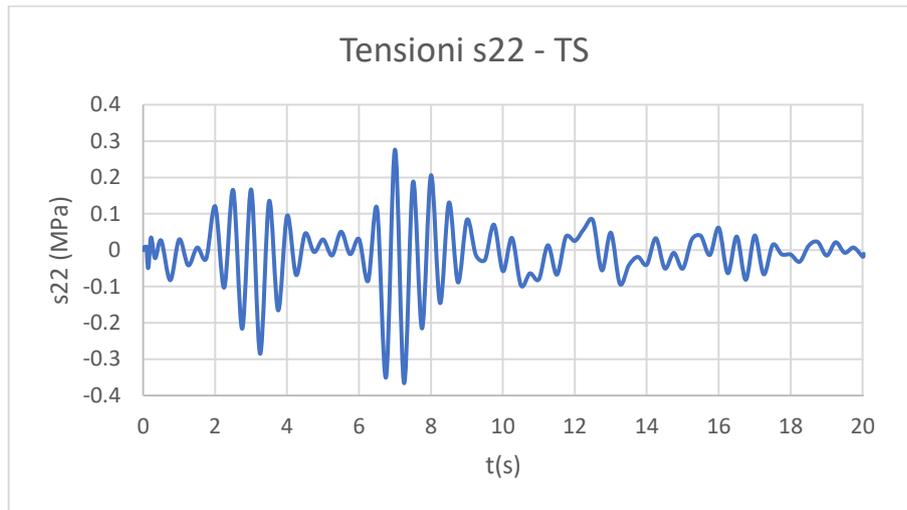
## ALLEGATO 3: RISULTATI ANALISI DINAMICHE

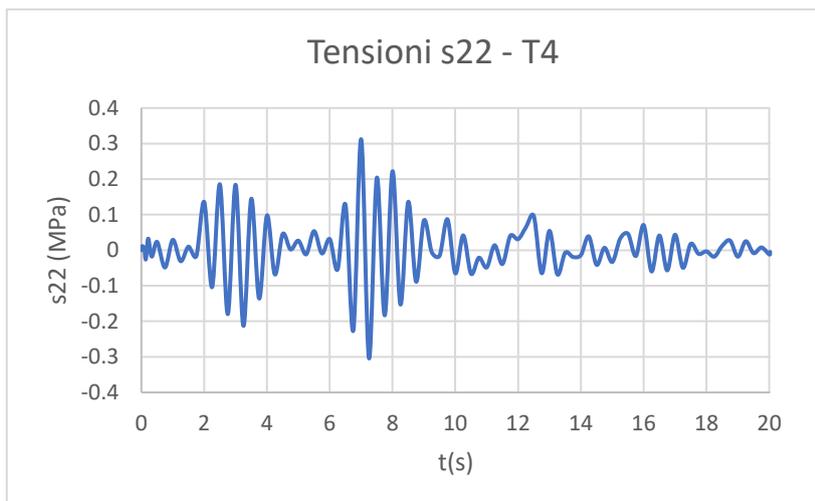
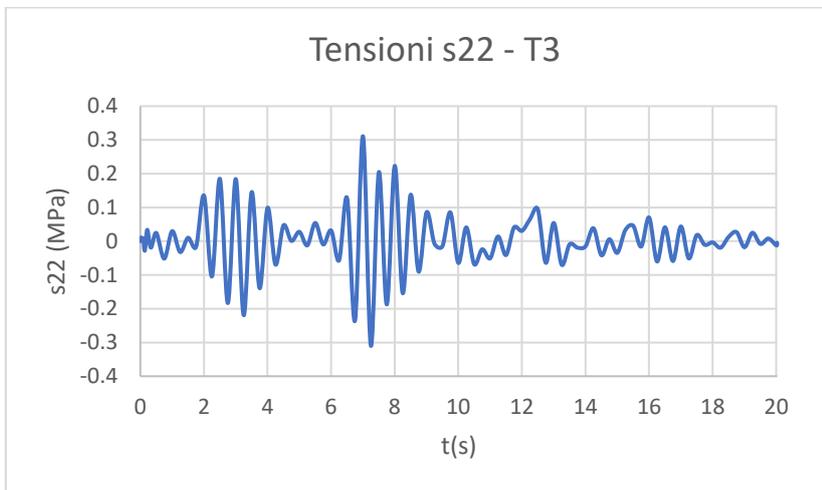
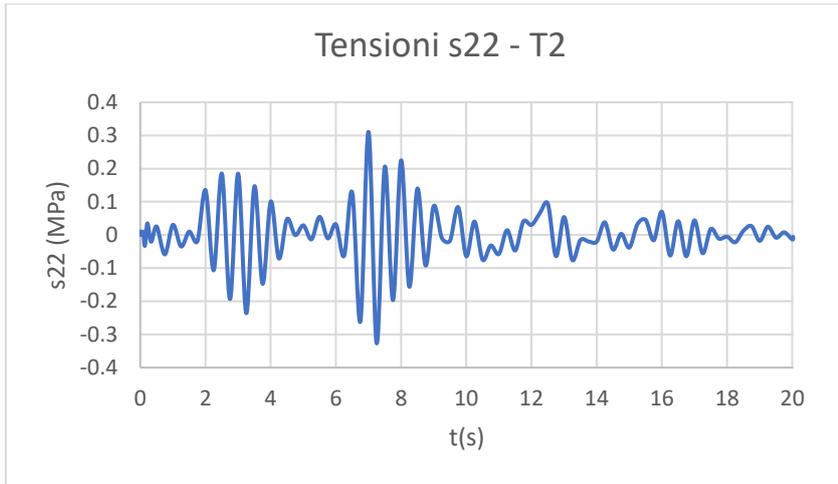
Nel presente allegato si riportano i risultati ottenuti a seguito delle analisi dinamiche eseguite su Abaqus, sia per lo Stato Limite Ultimo sia allo Stato Limite di Esercizio, in riferimento alle variabili e ai punti di indagine specificati nel Paragrafo 6.6.2.

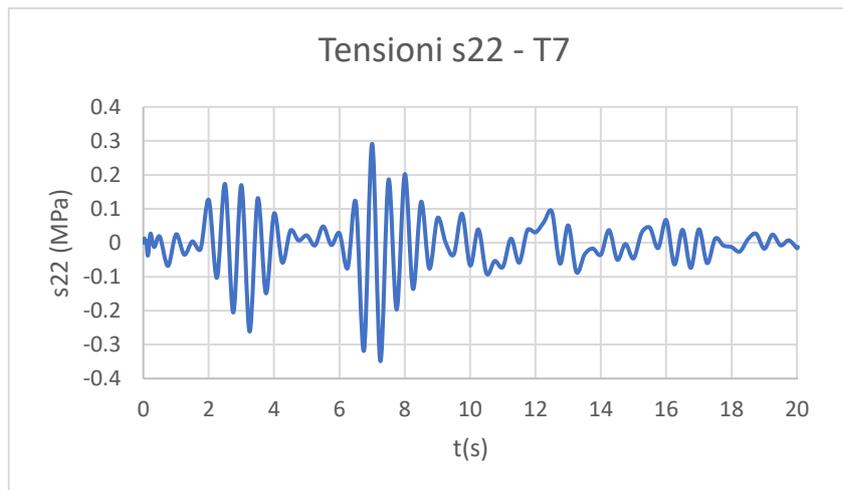
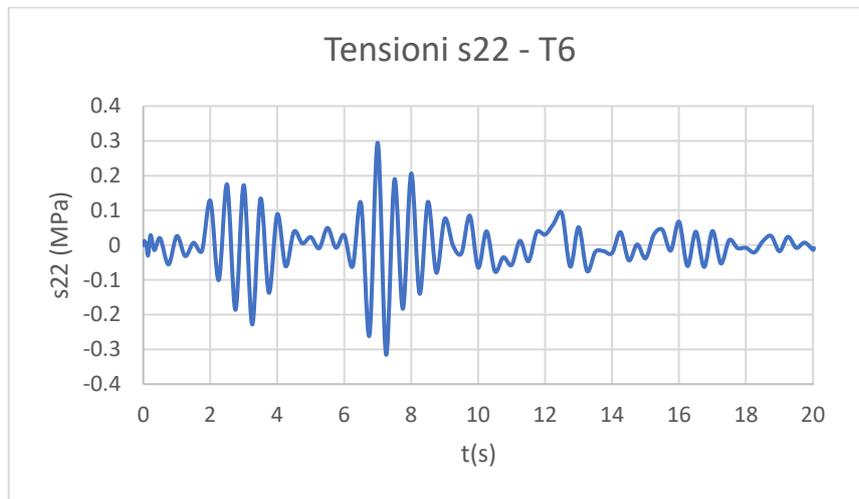
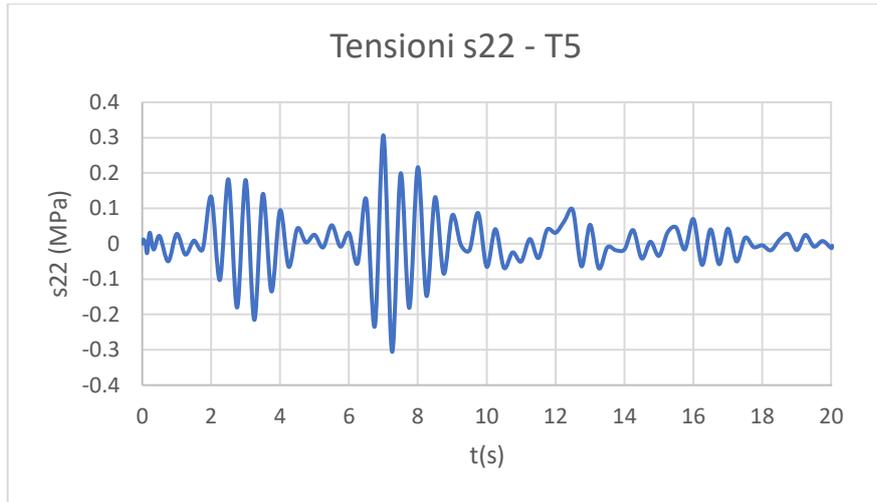
### A3.1 Analisi allo Stato Limite Ultimo

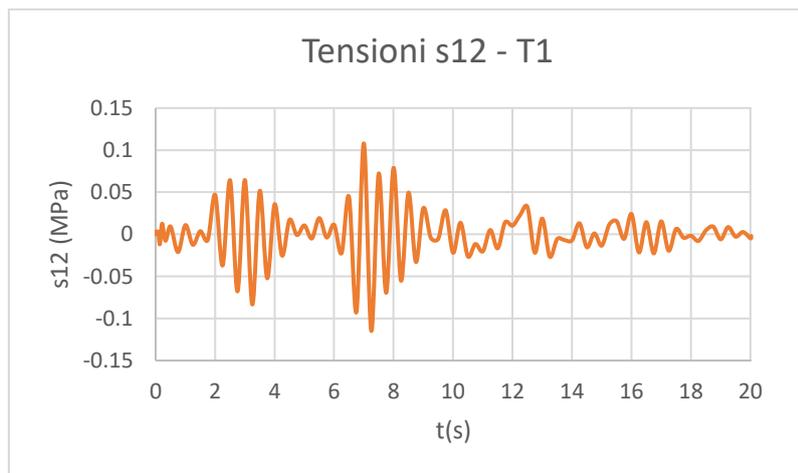
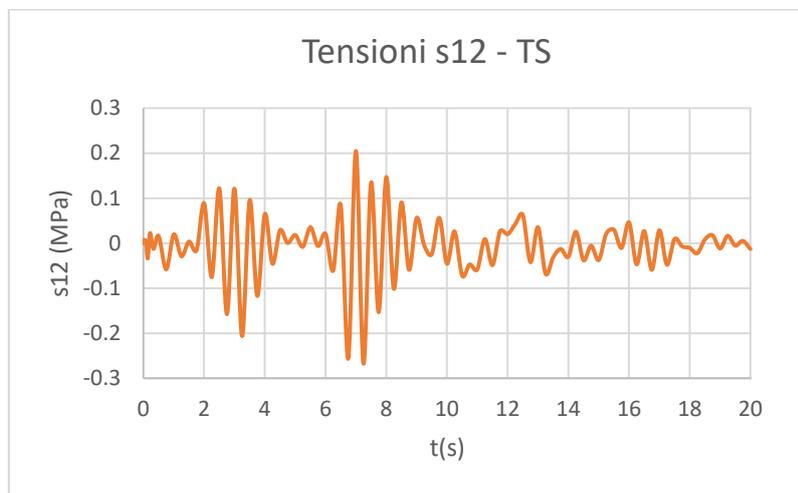
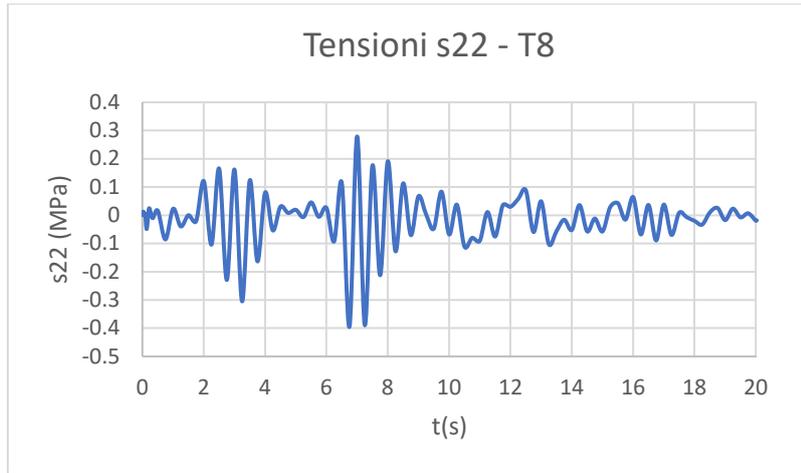
#### A3.1.1 Sisma in direzione X

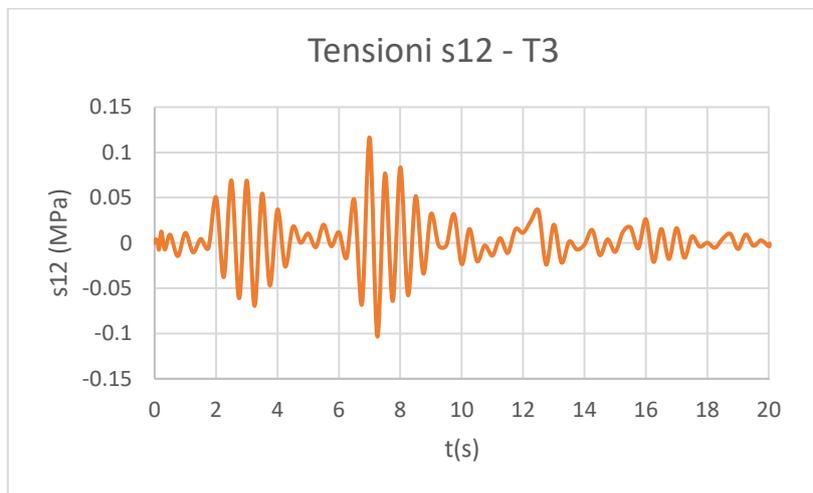
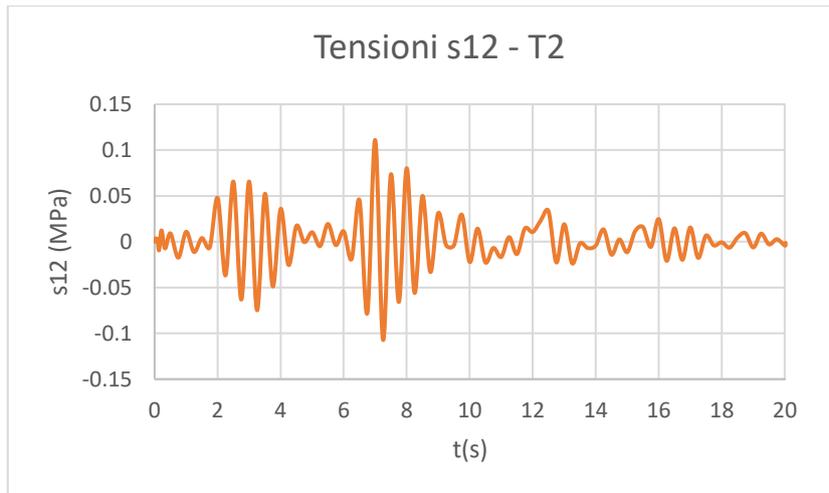
##### A3.1.1.1 Time history REC1, ID 467

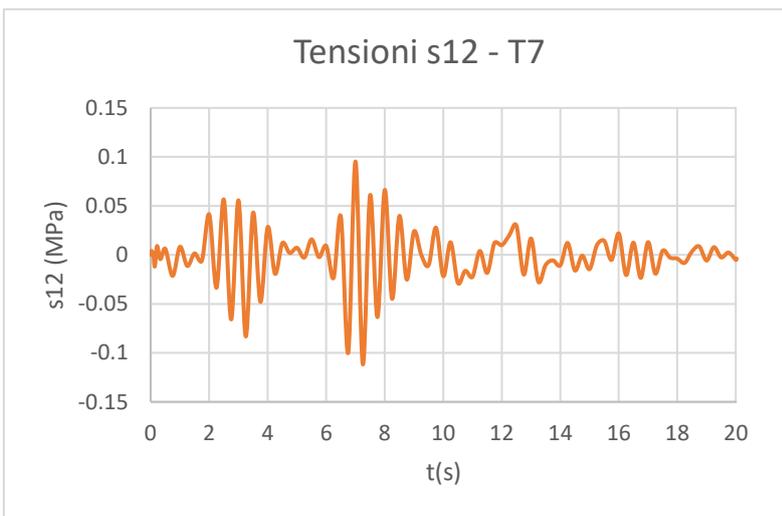
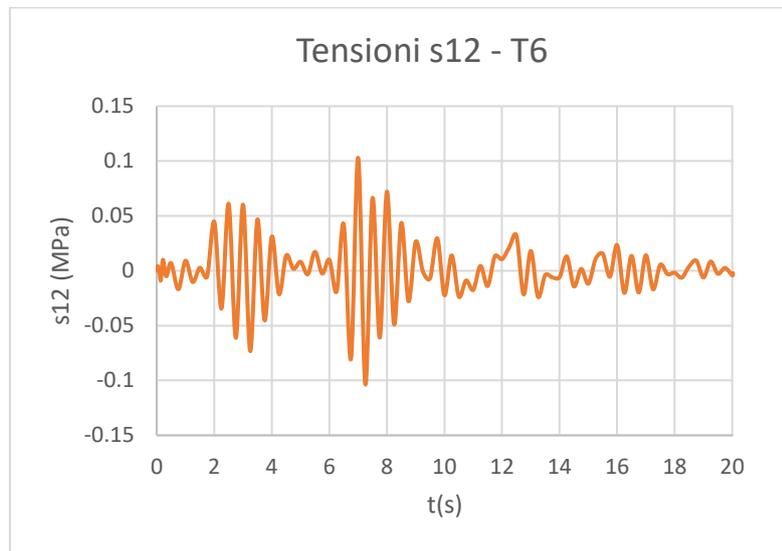
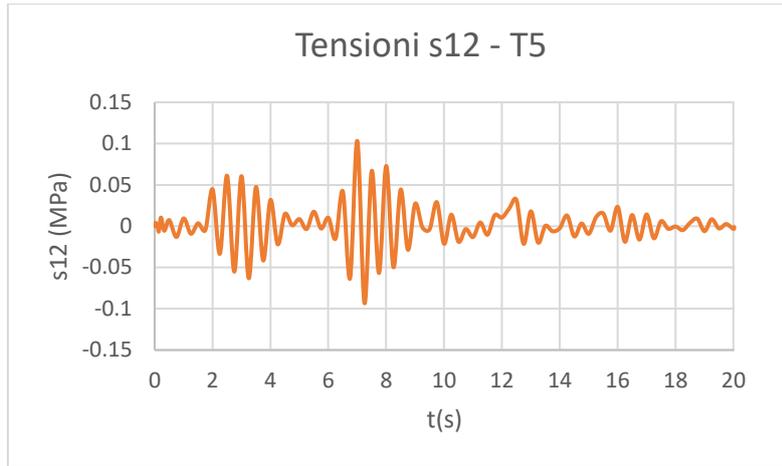


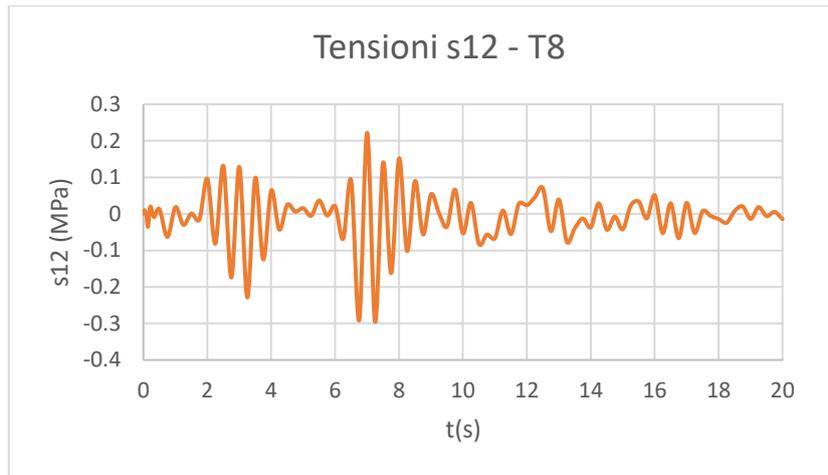




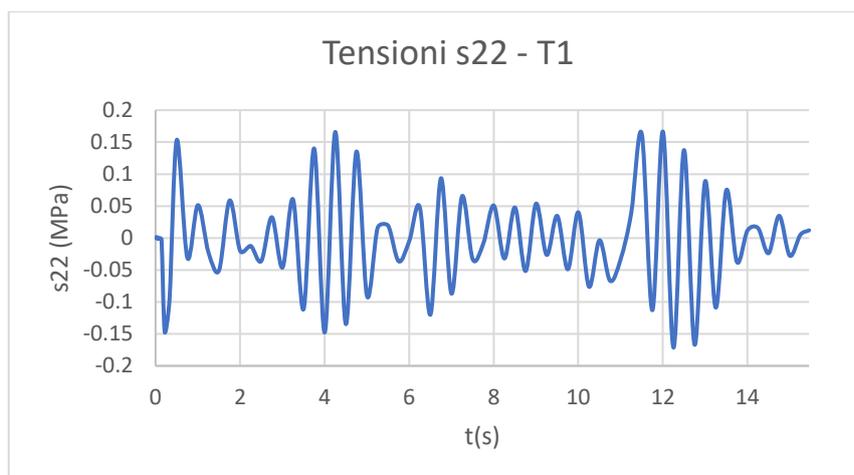
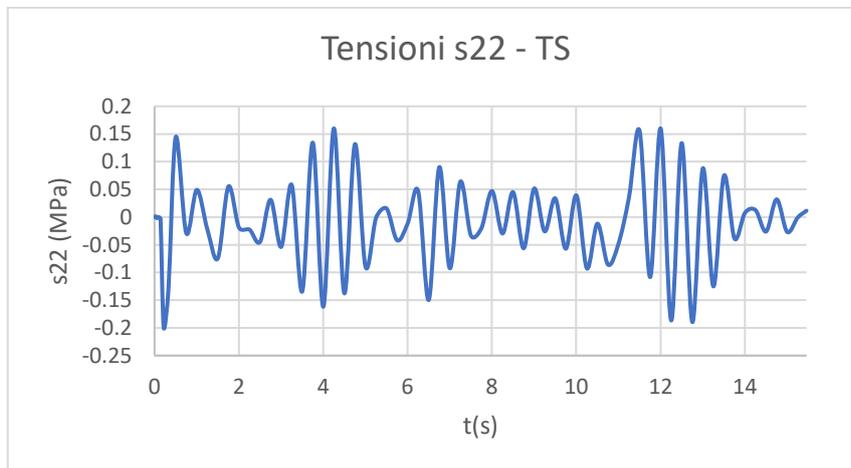


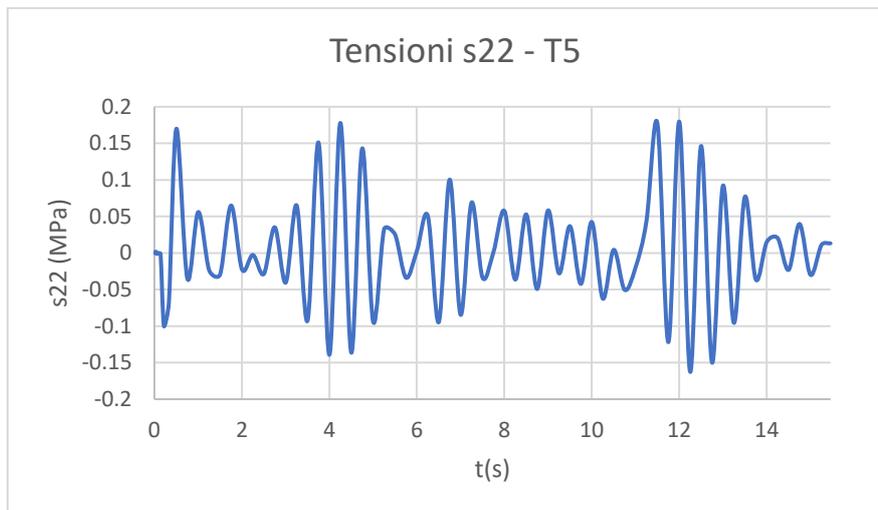
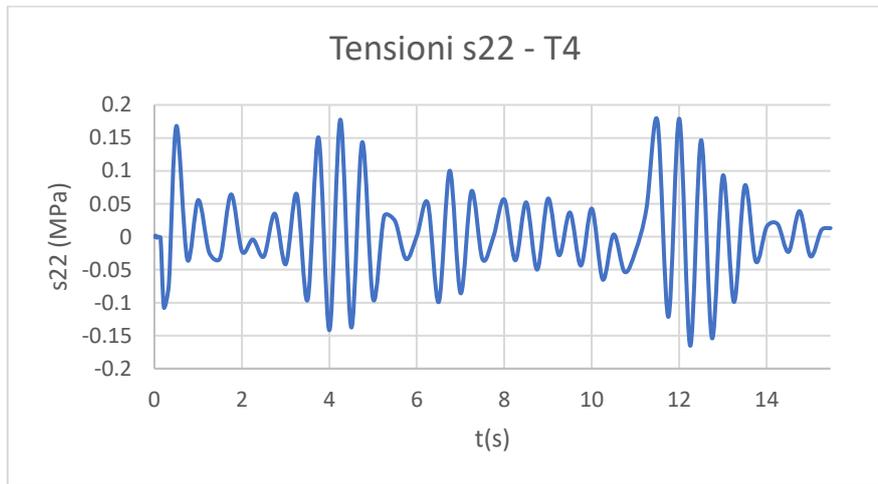
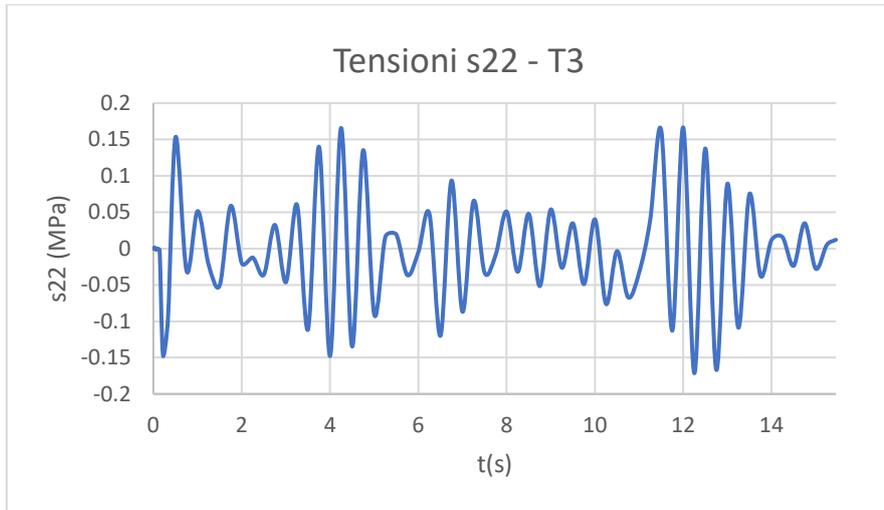


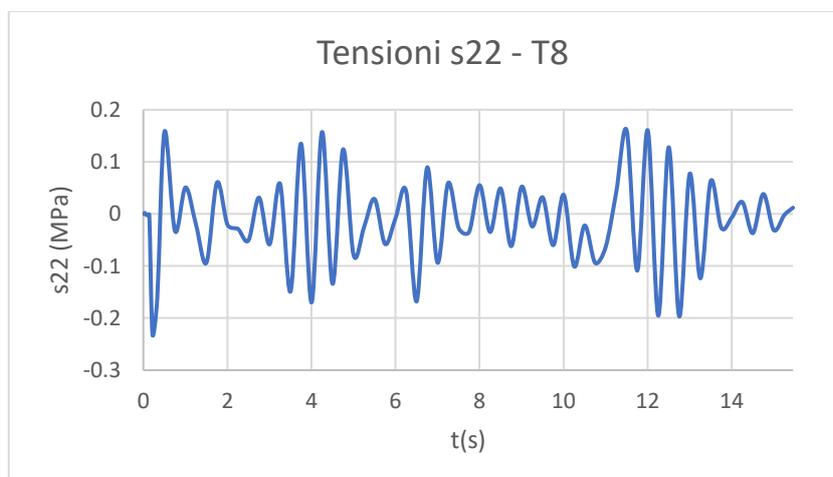
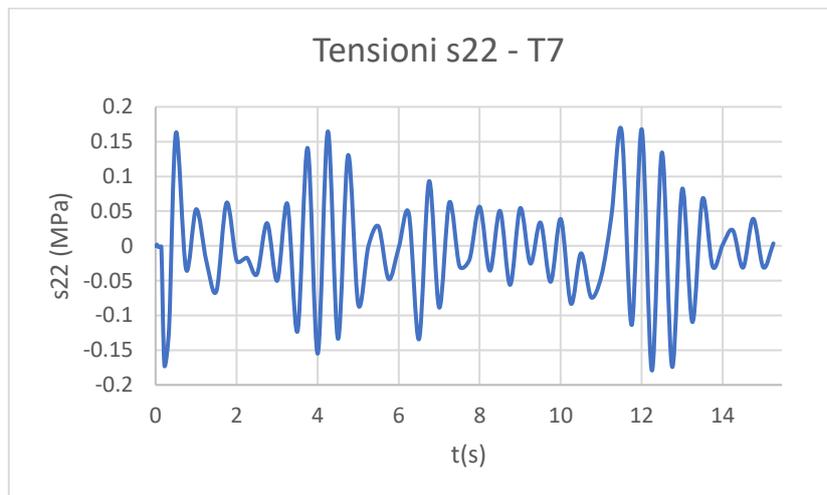
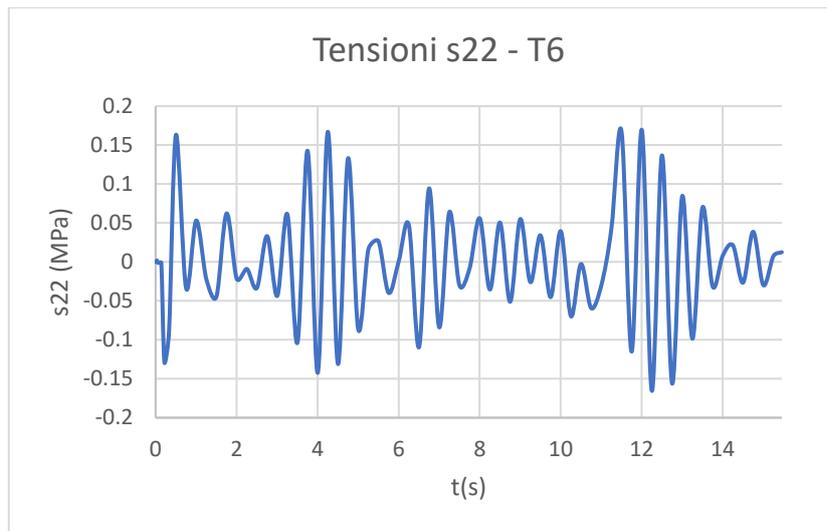


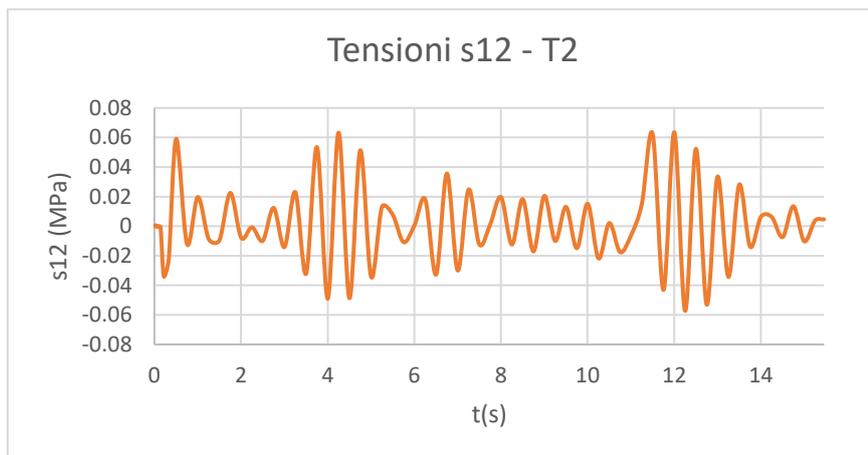
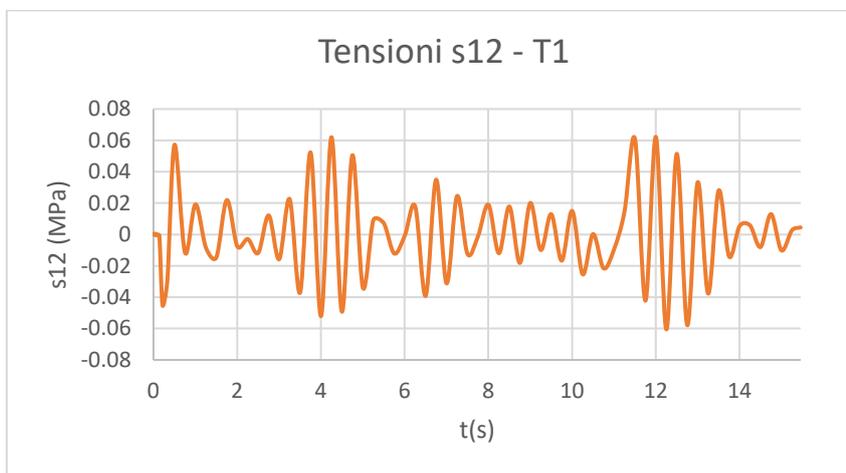
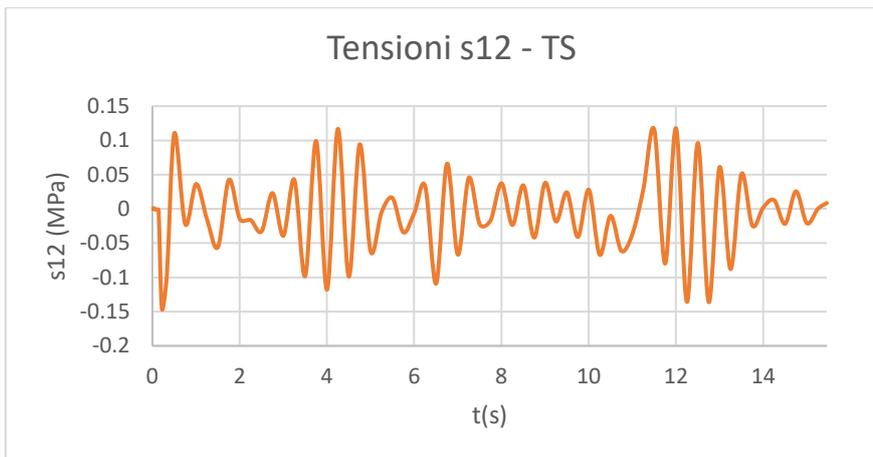


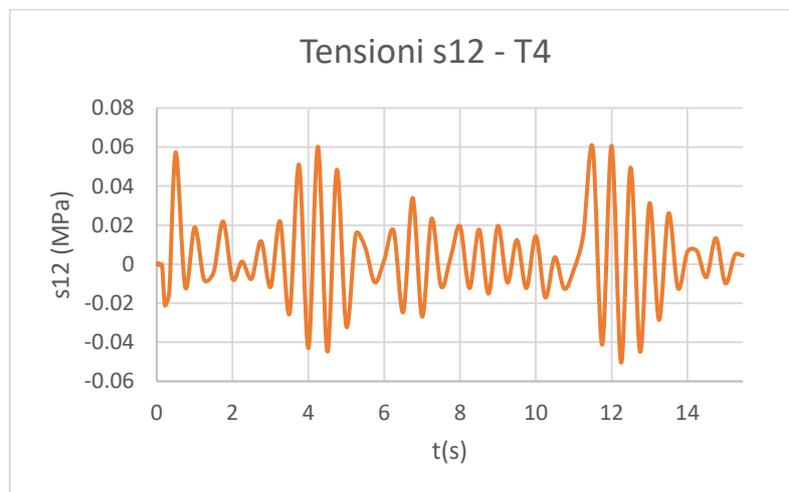
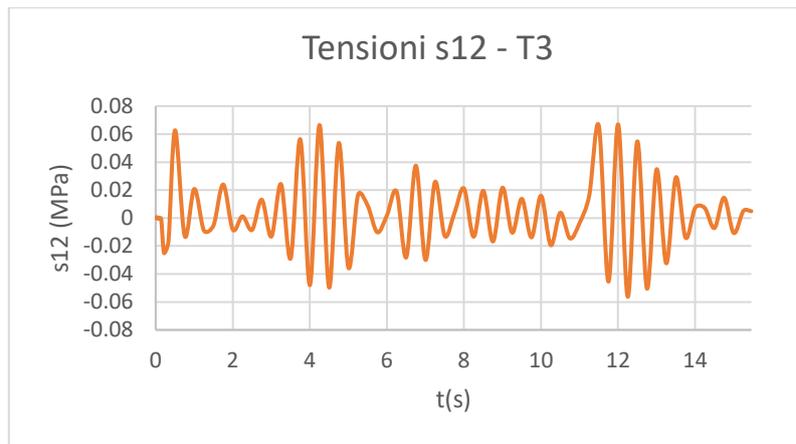
**A3.1.1.2 Time history REC2, ID 1899**

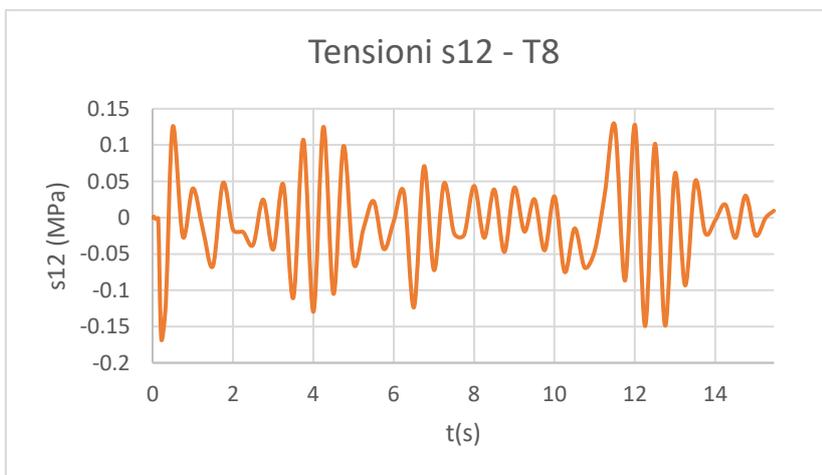
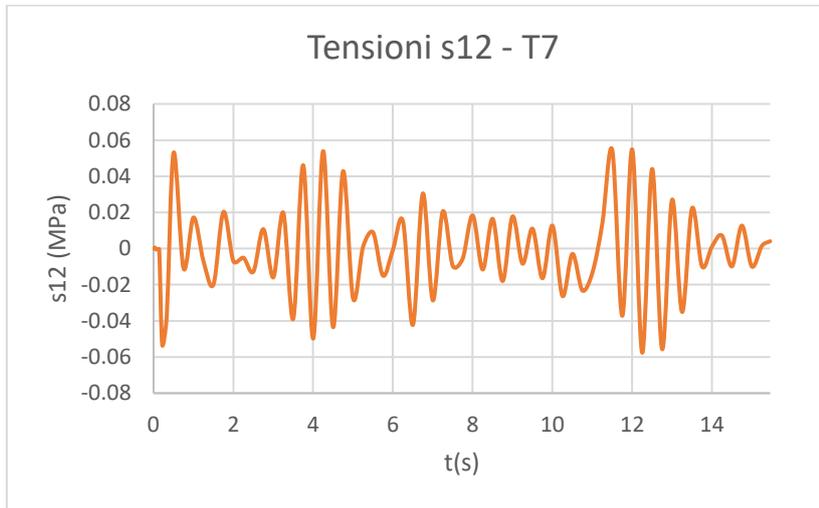
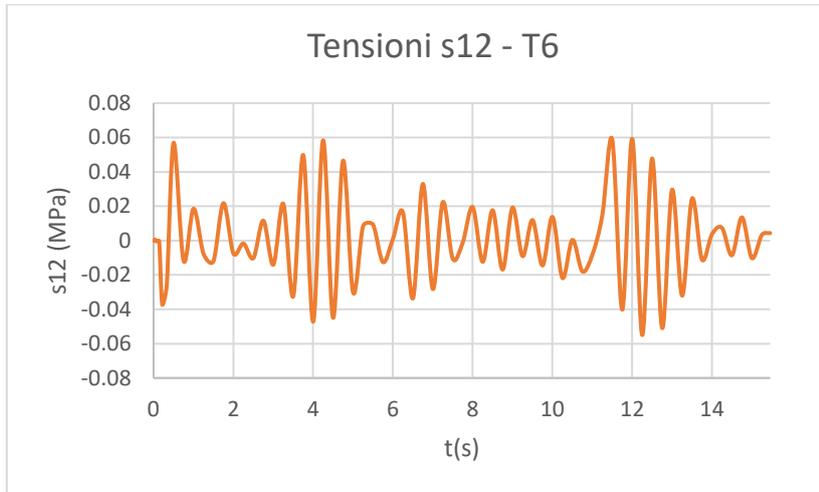




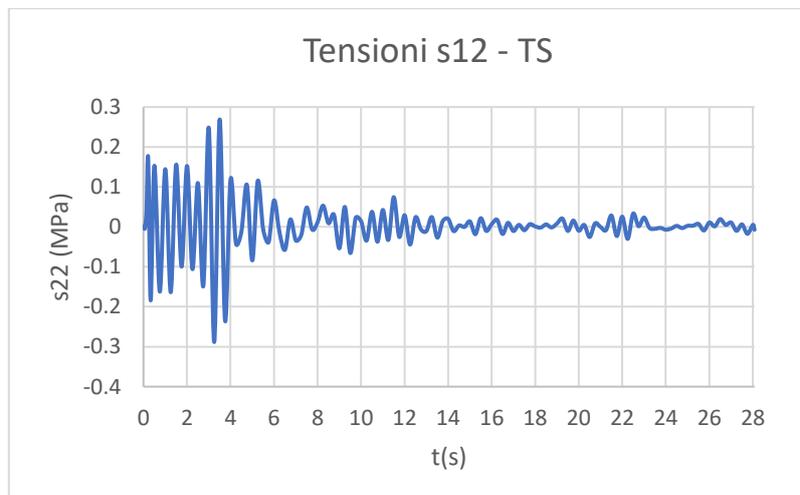
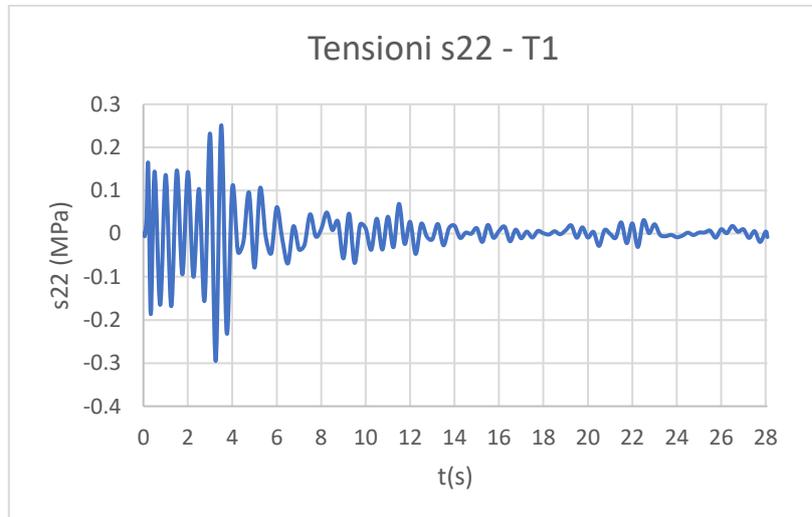
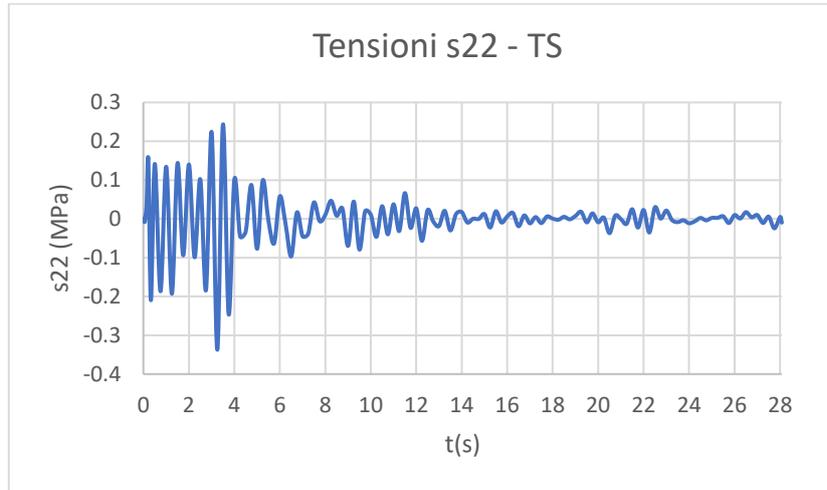


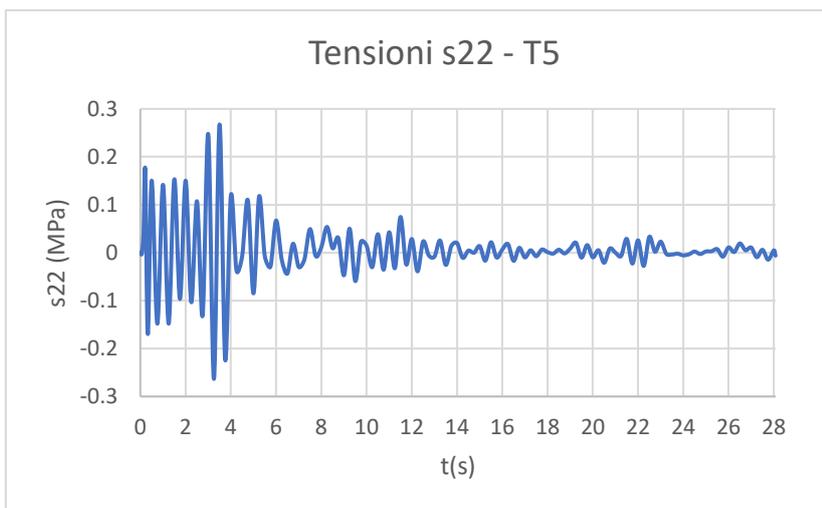
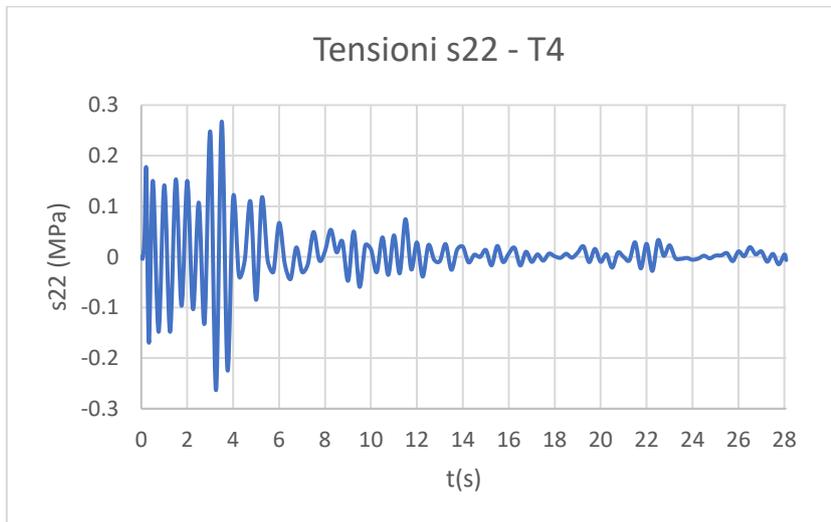
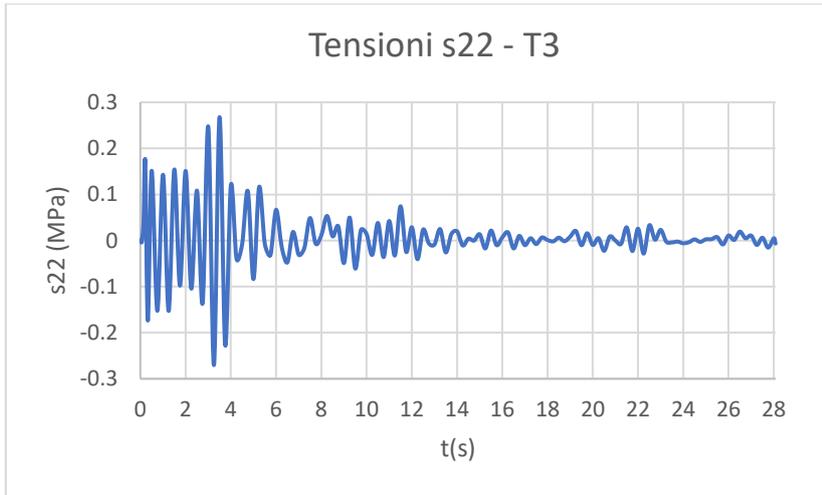


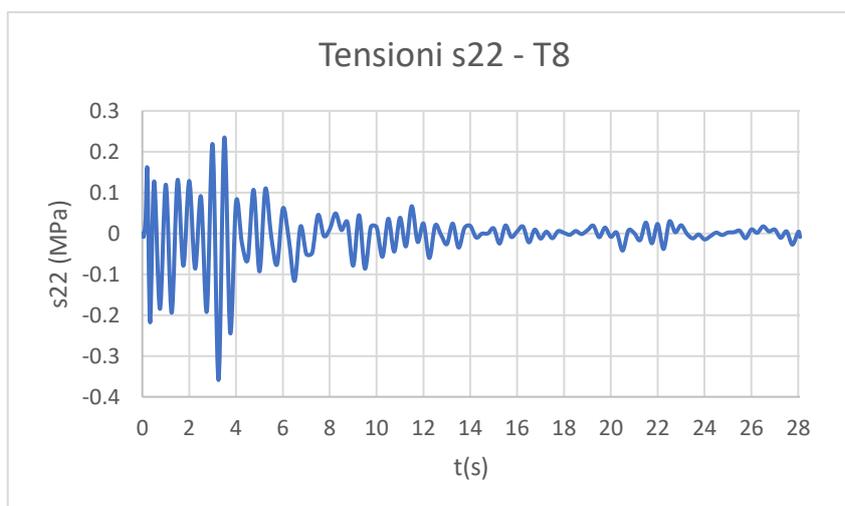
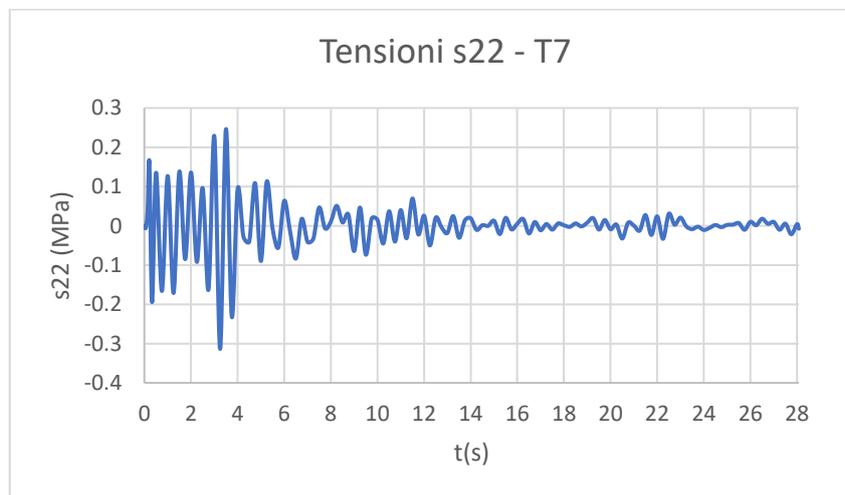
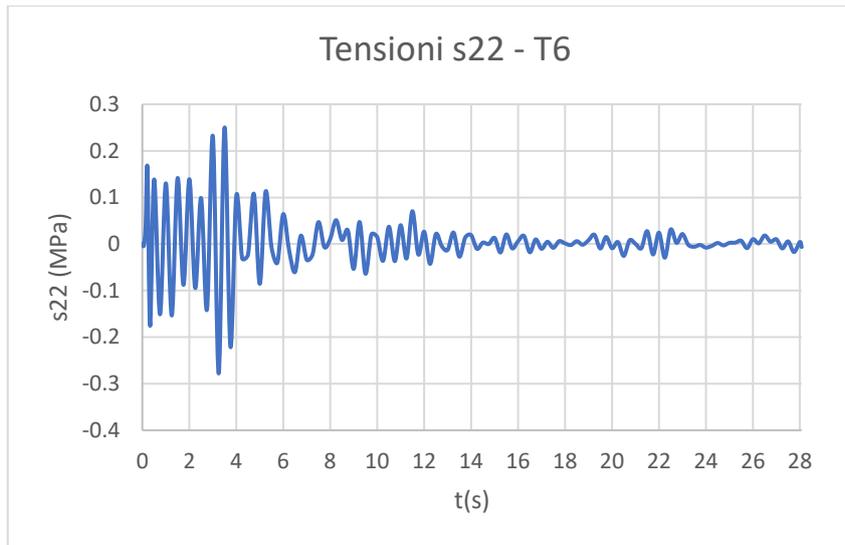


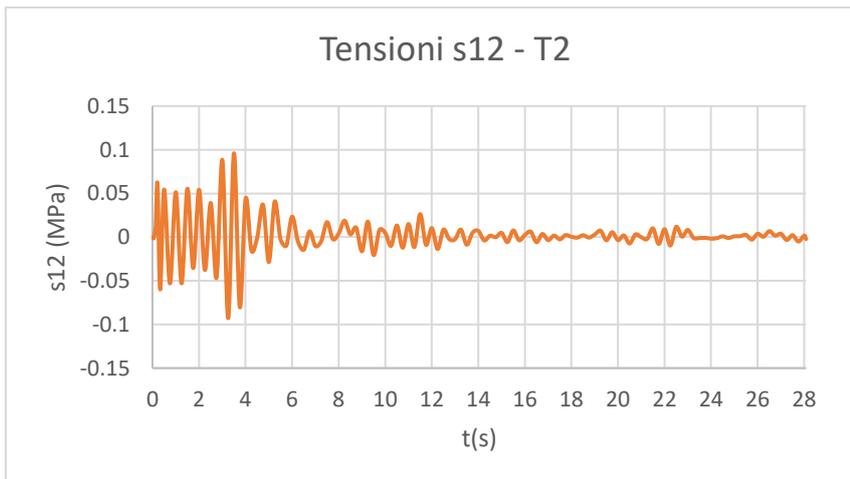
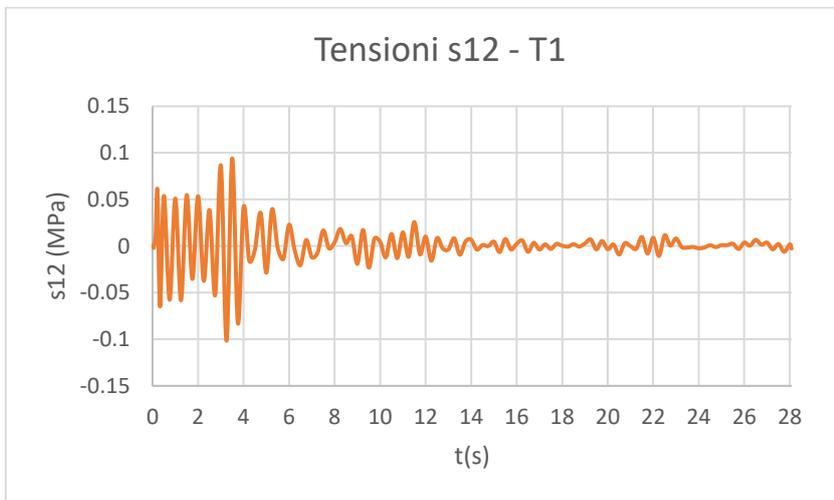
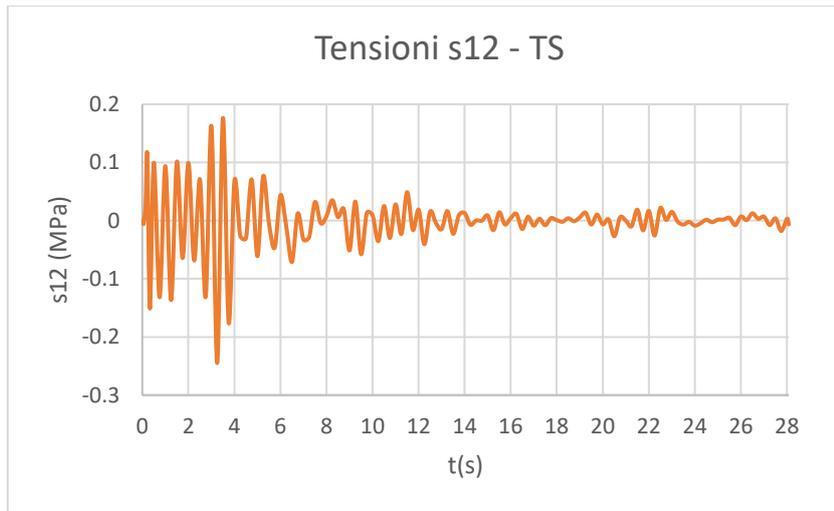


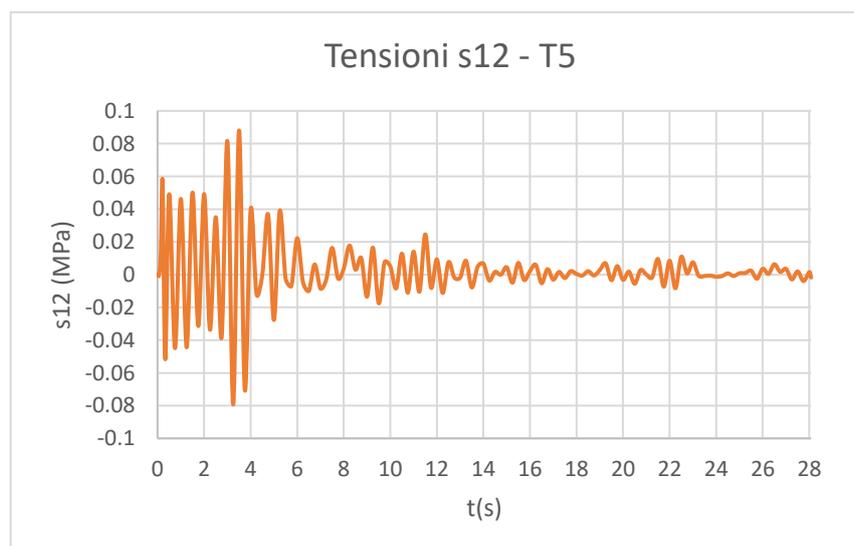
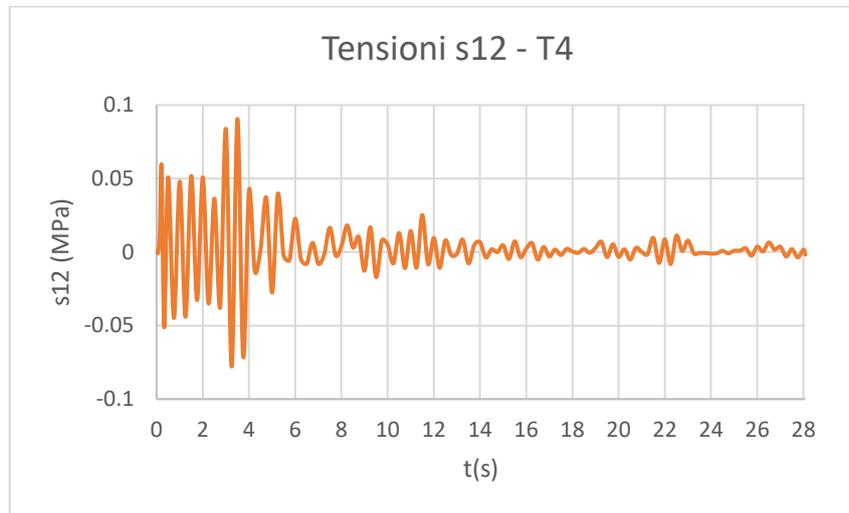
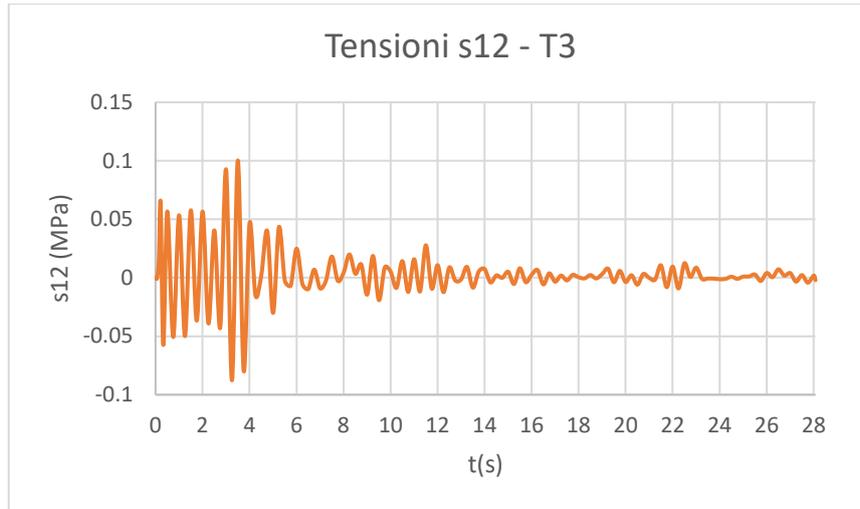
A3.1.1.3 Time history REC3, ID 605

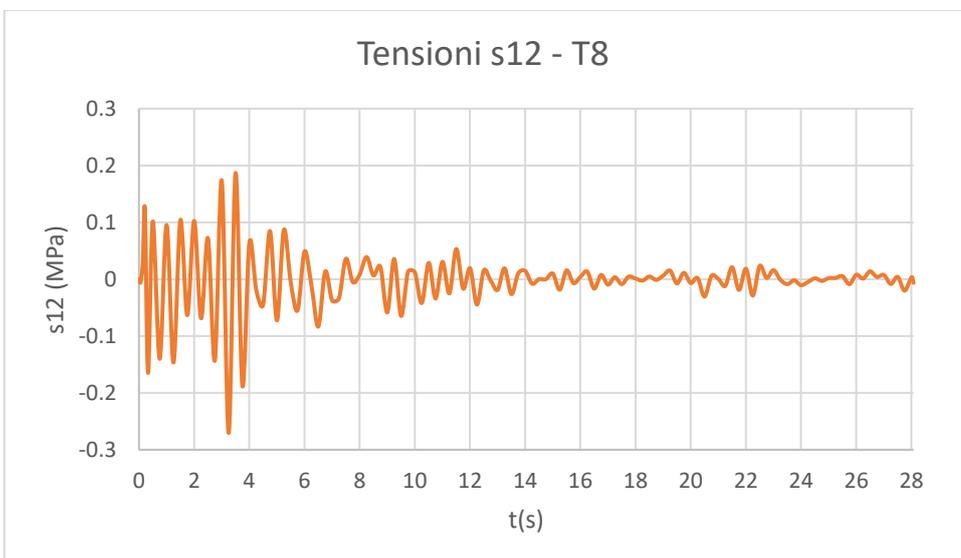
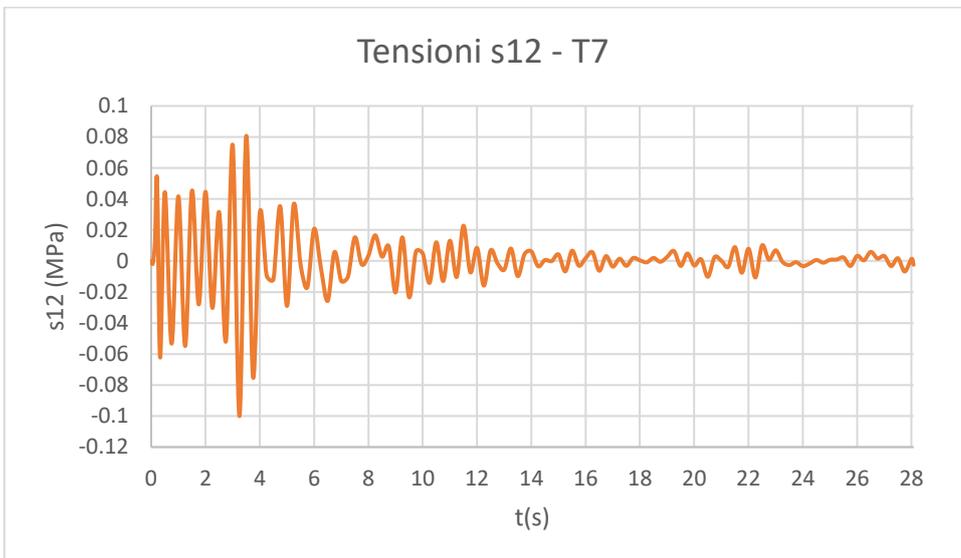
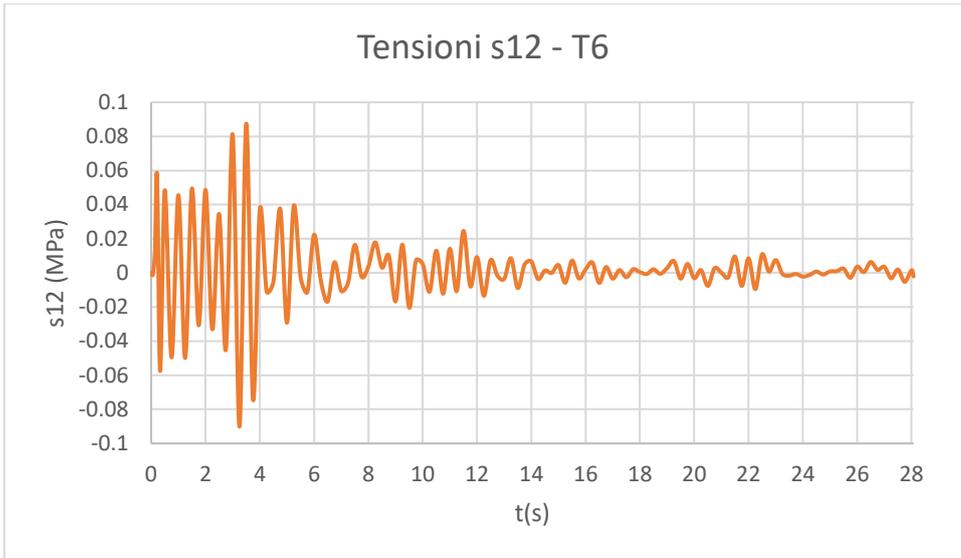




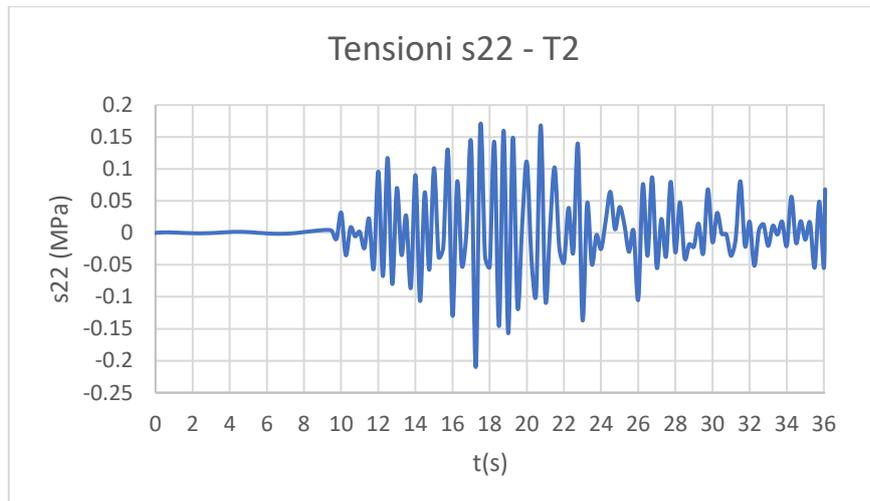
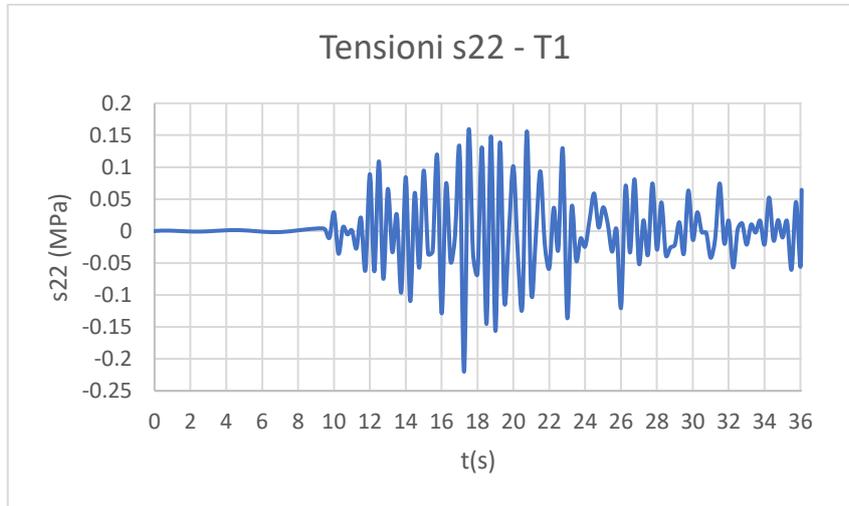
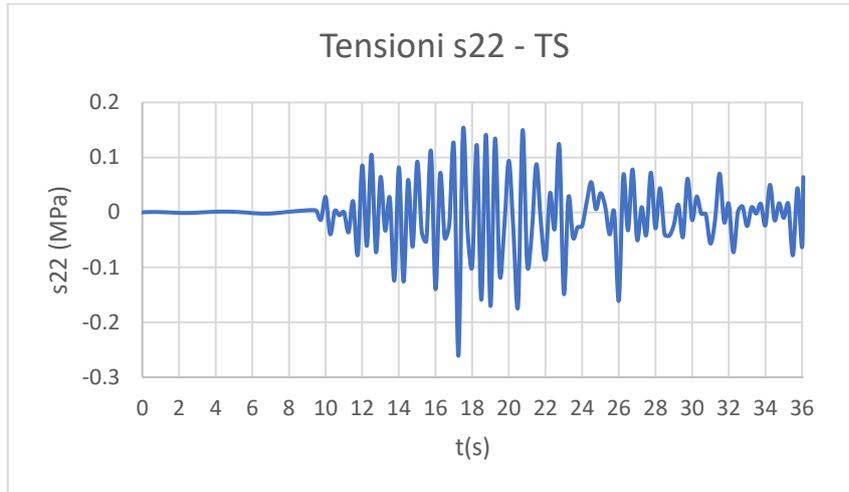


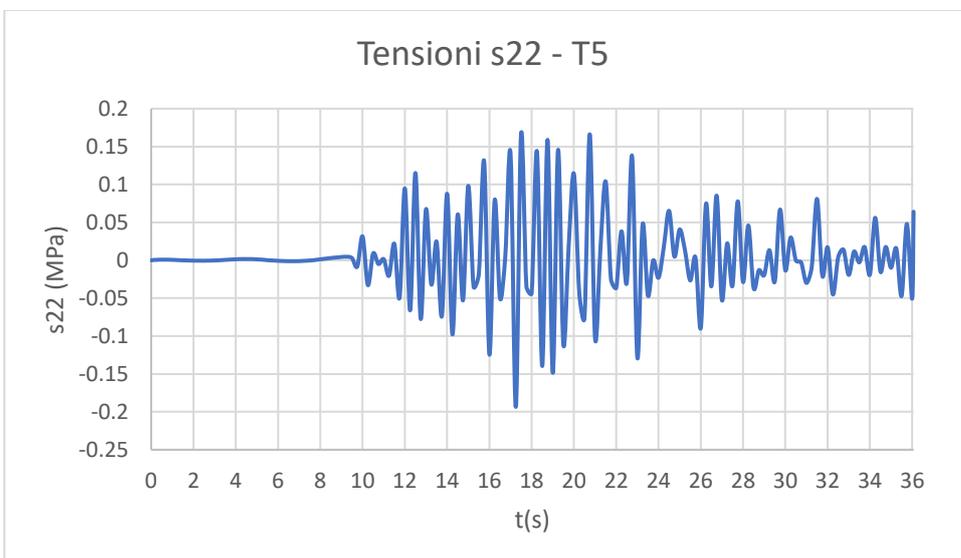
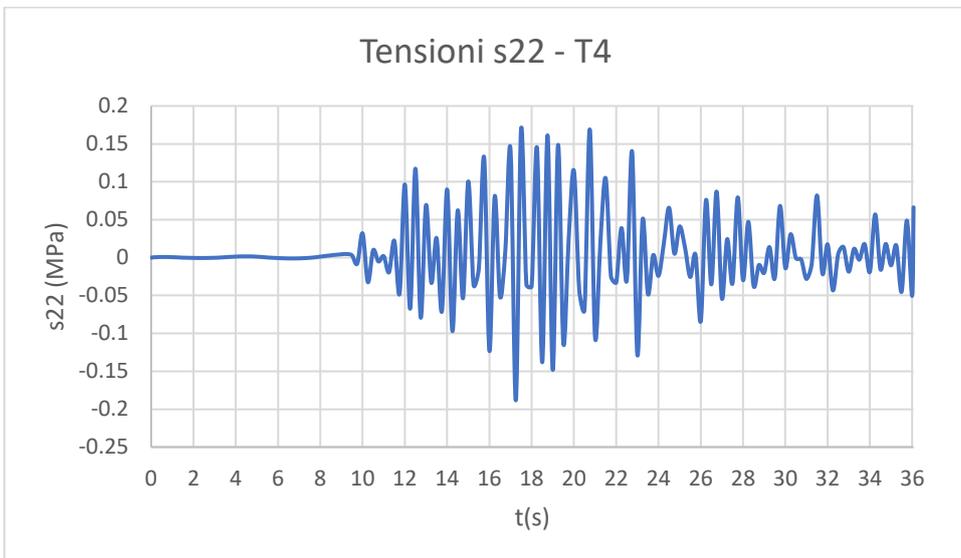
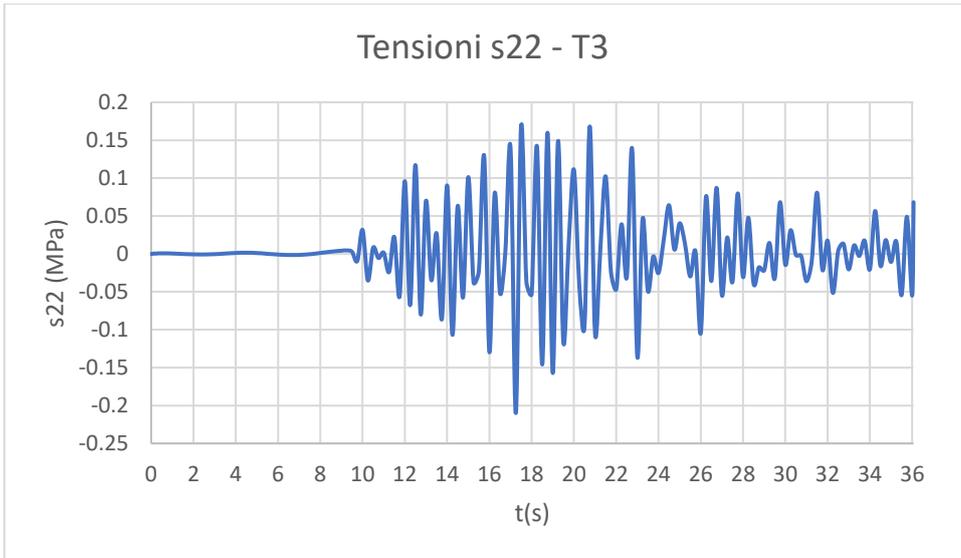


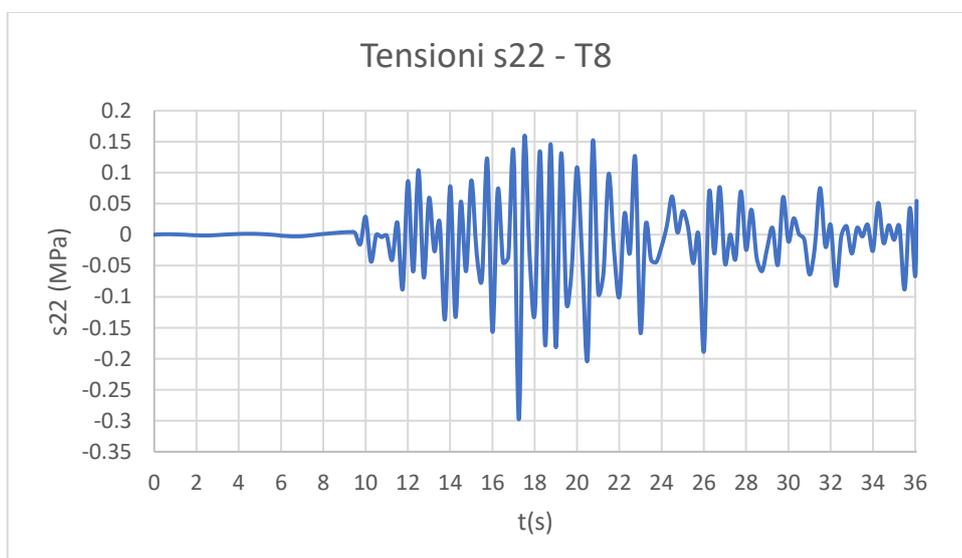
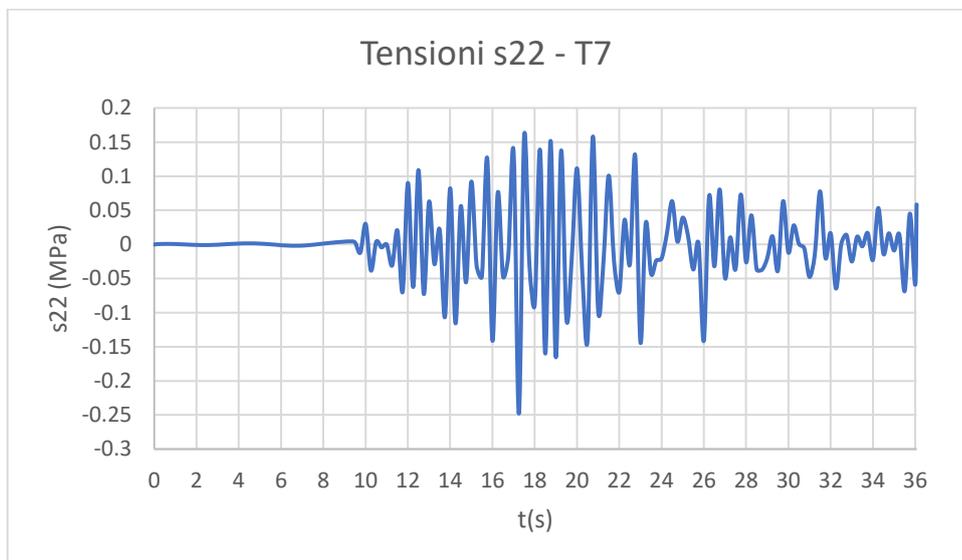
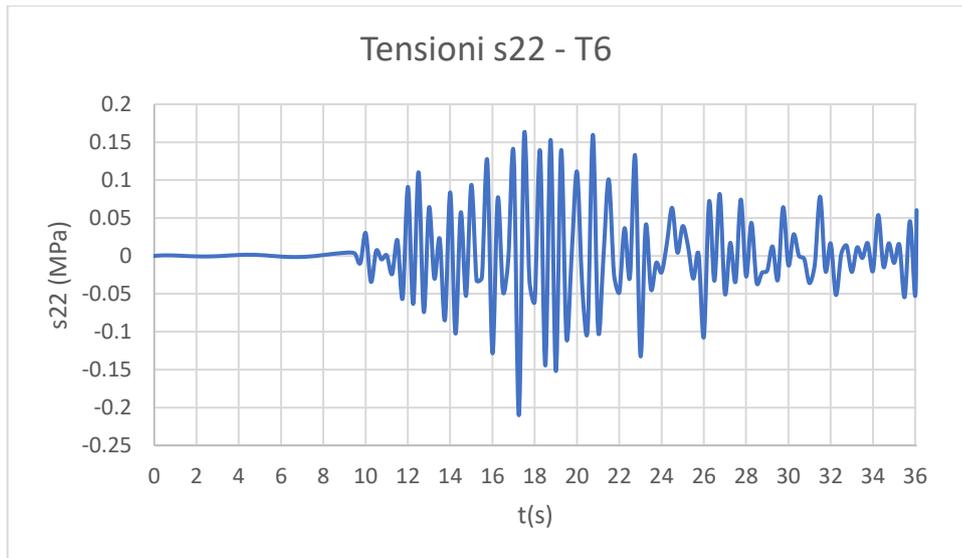


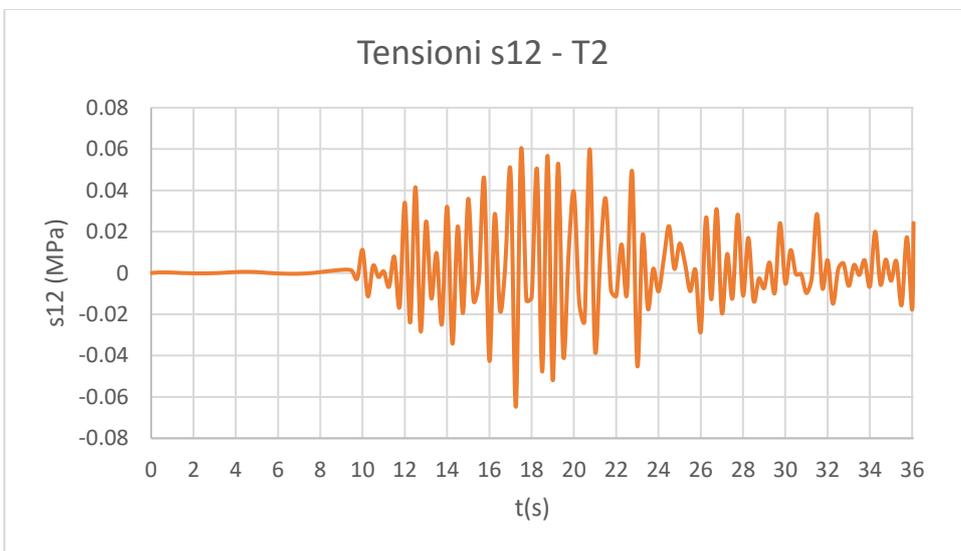
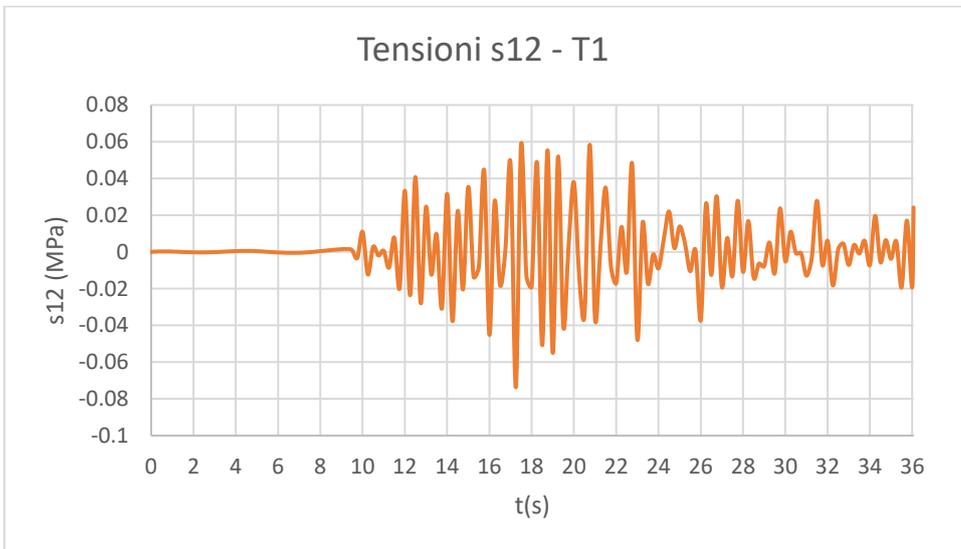
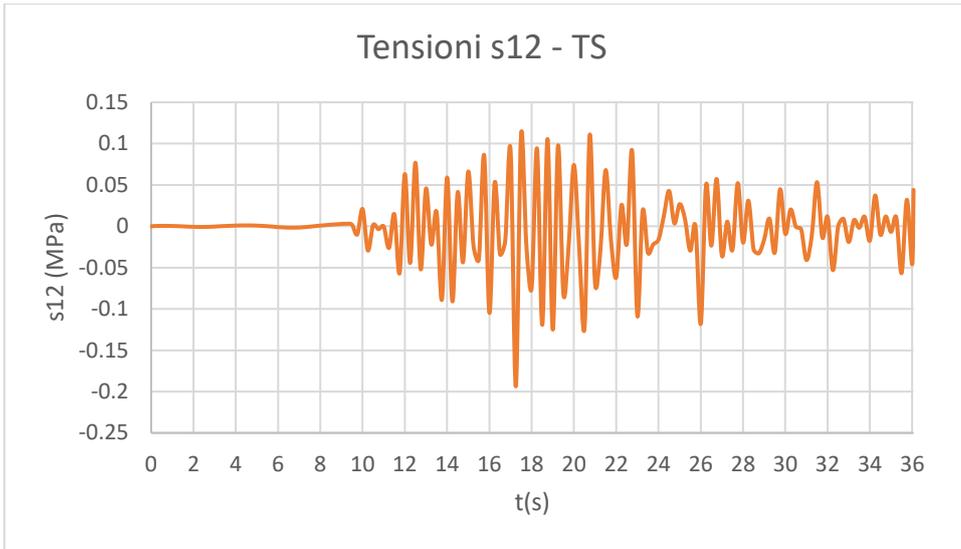


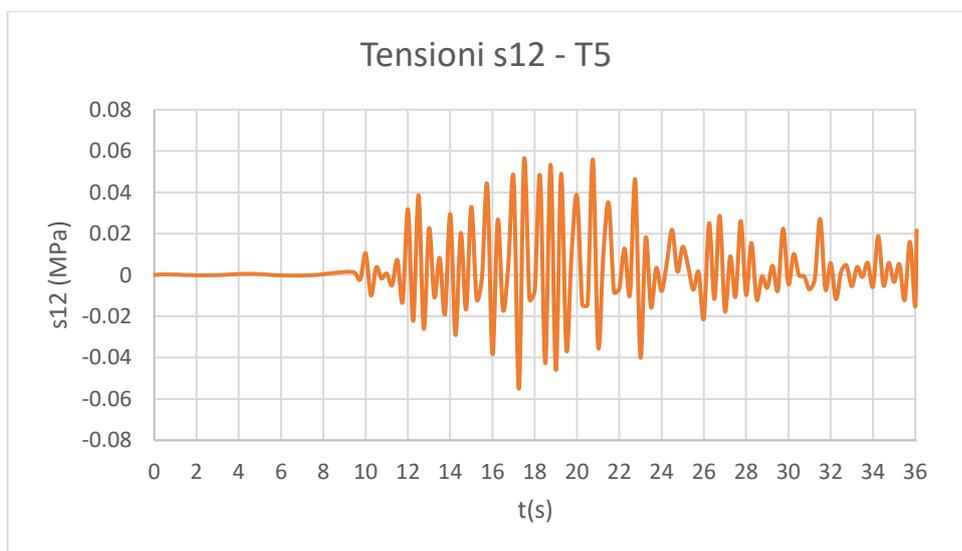
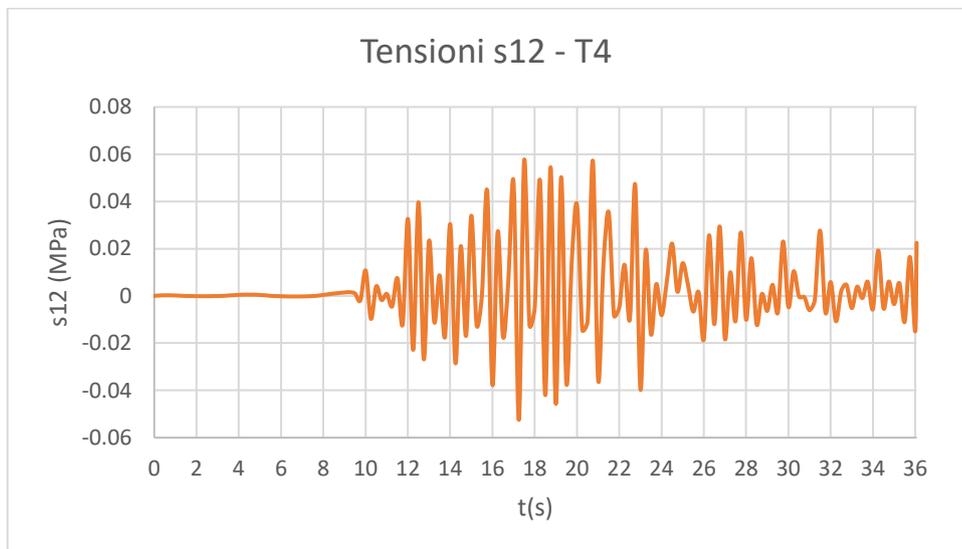
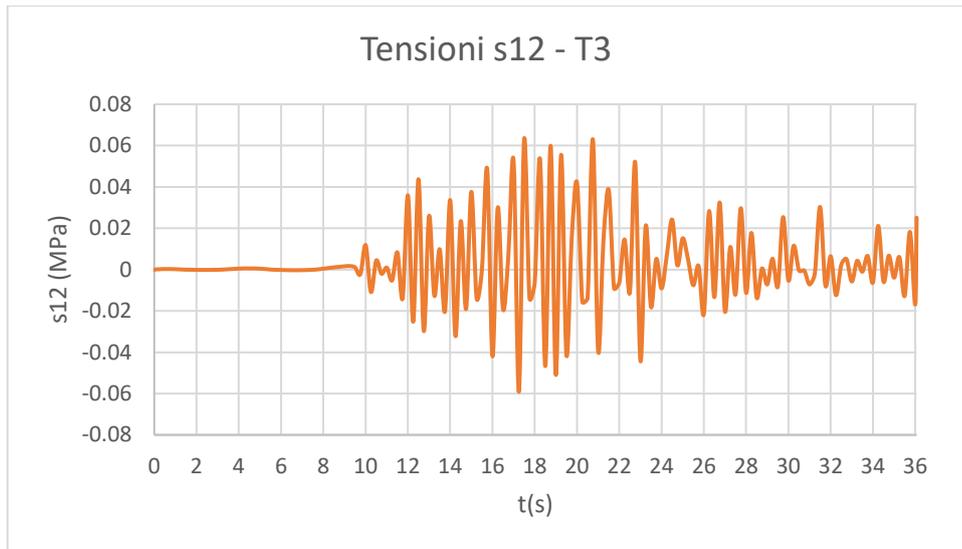
A3.1.1.4 Time history REC4, ID 4560

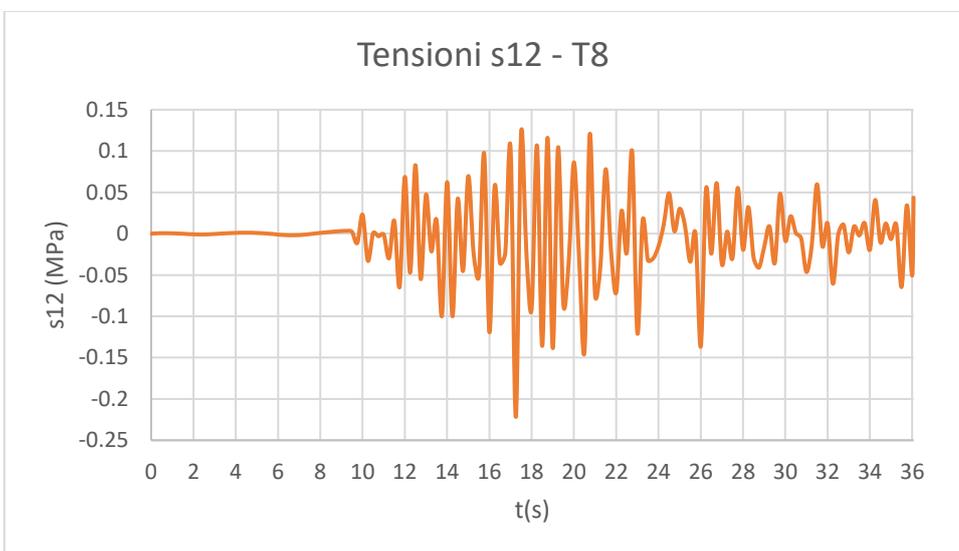
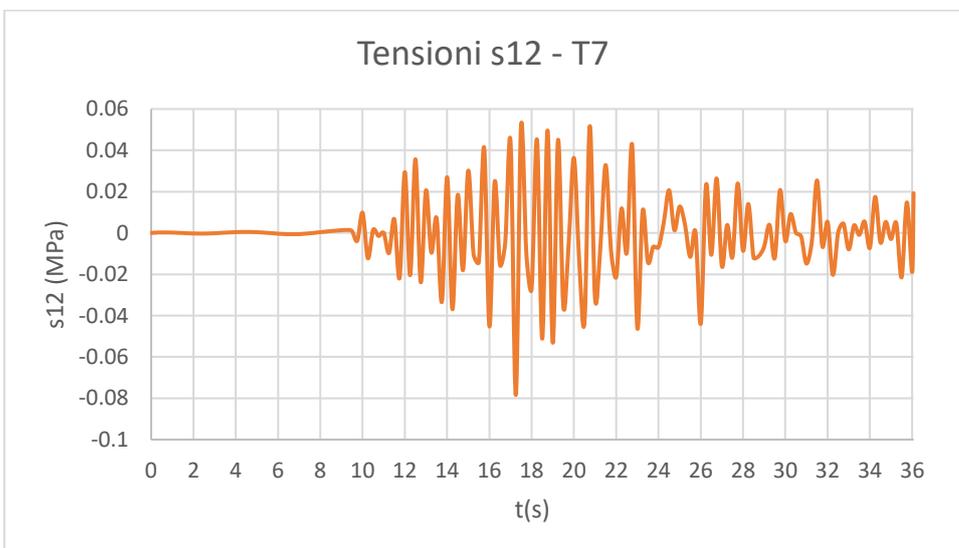
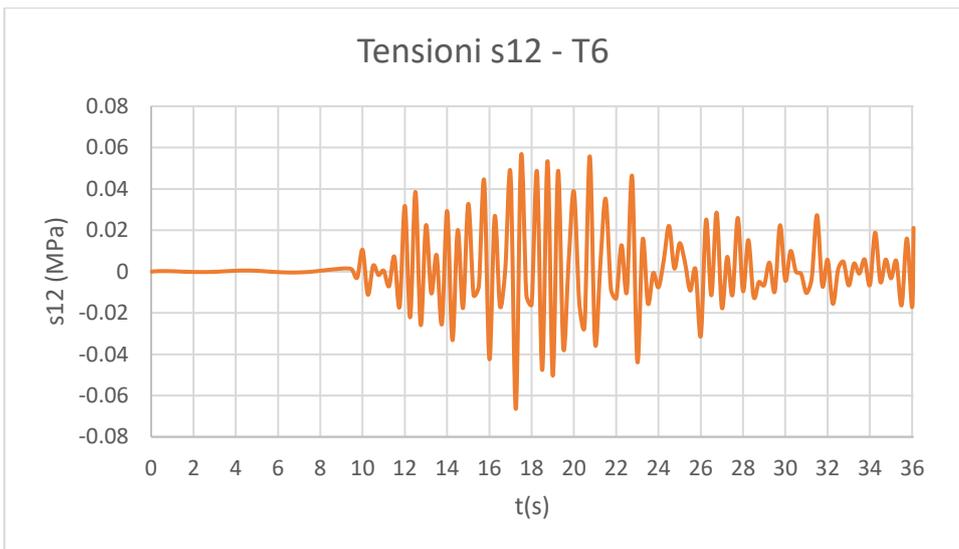




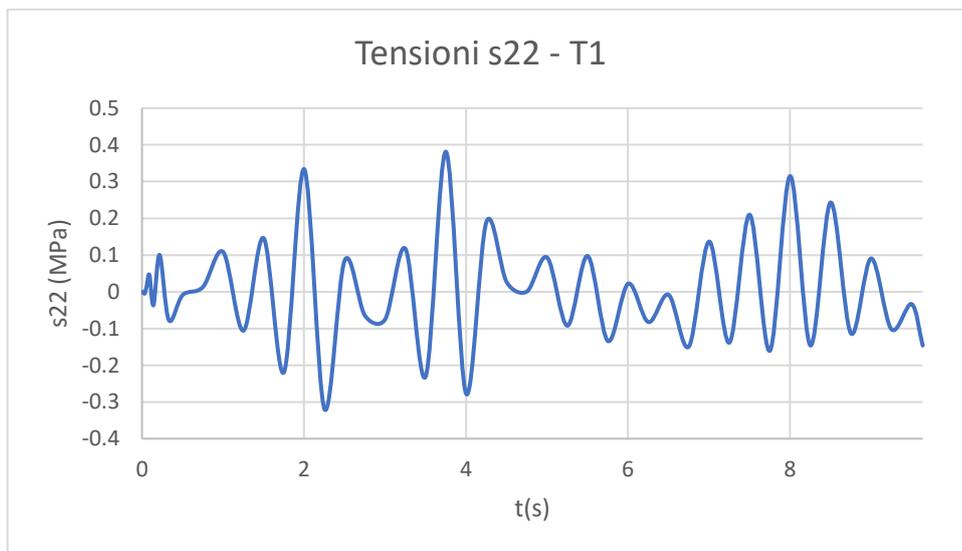
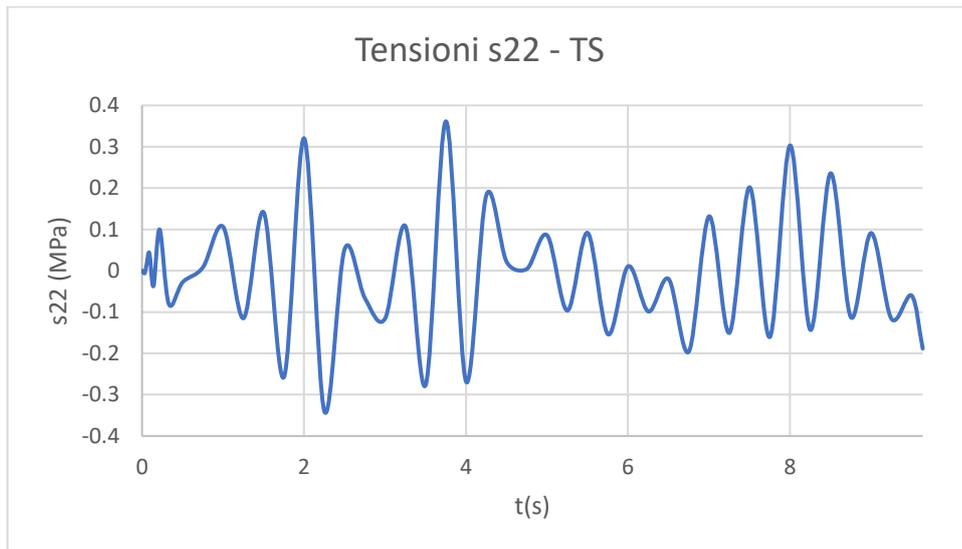


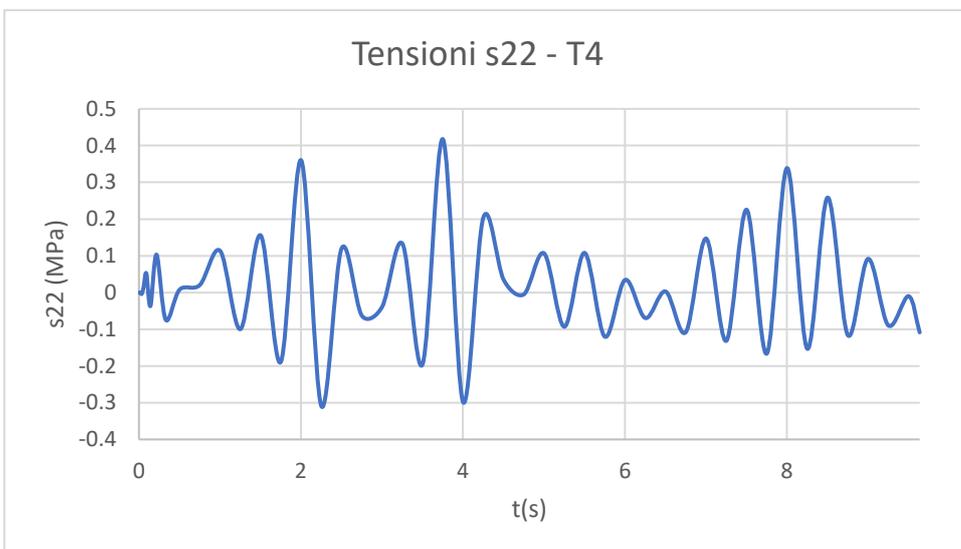
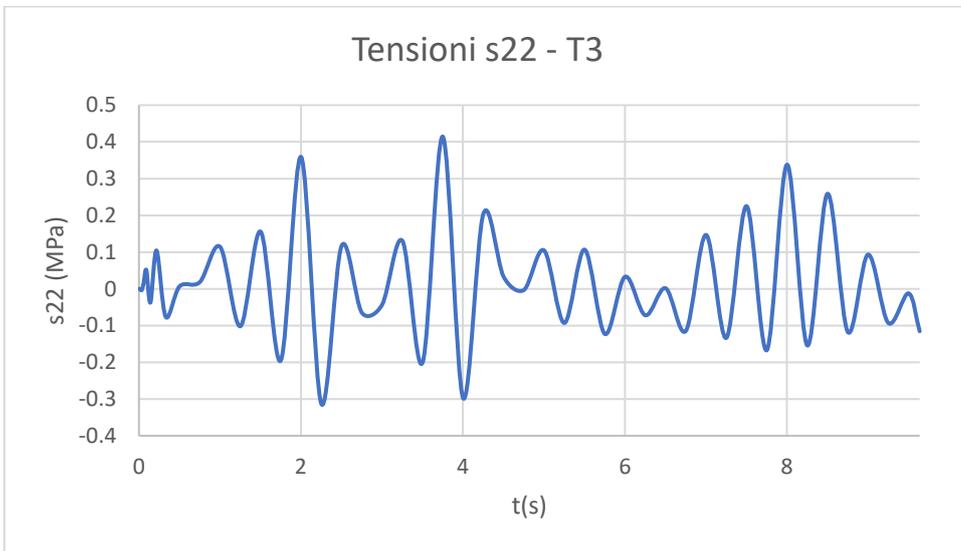
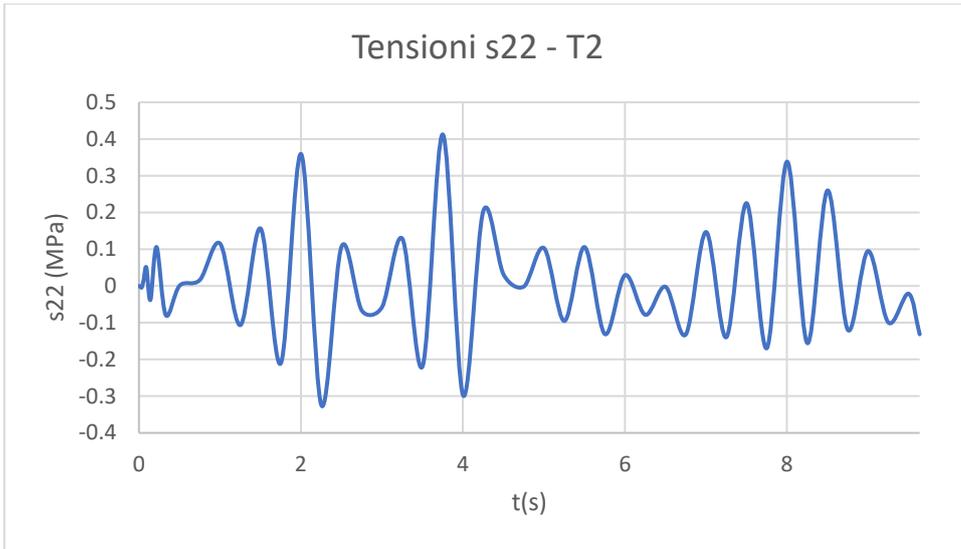


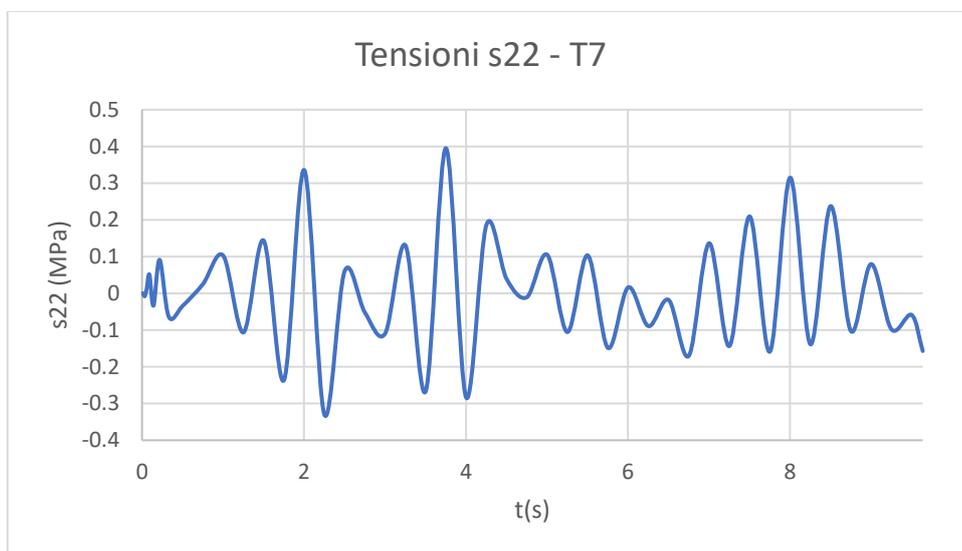
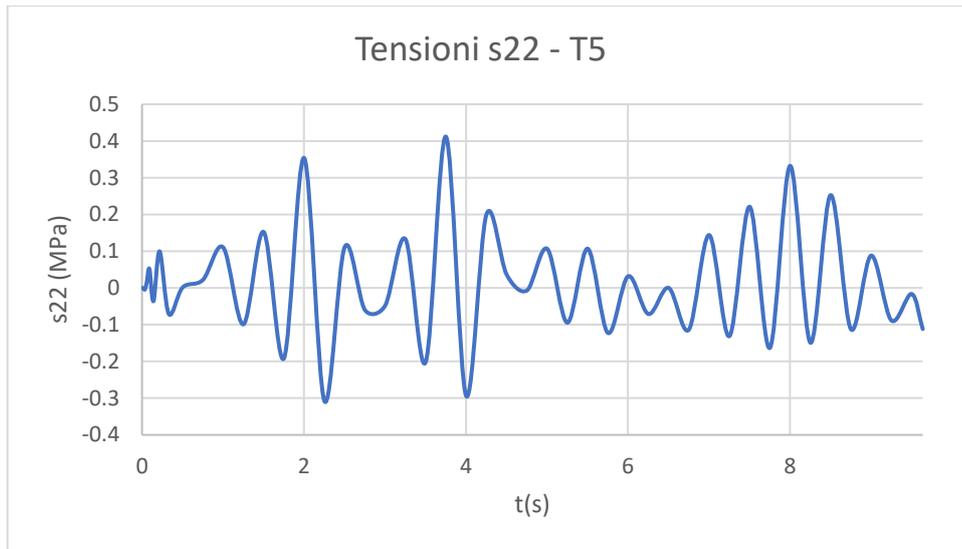


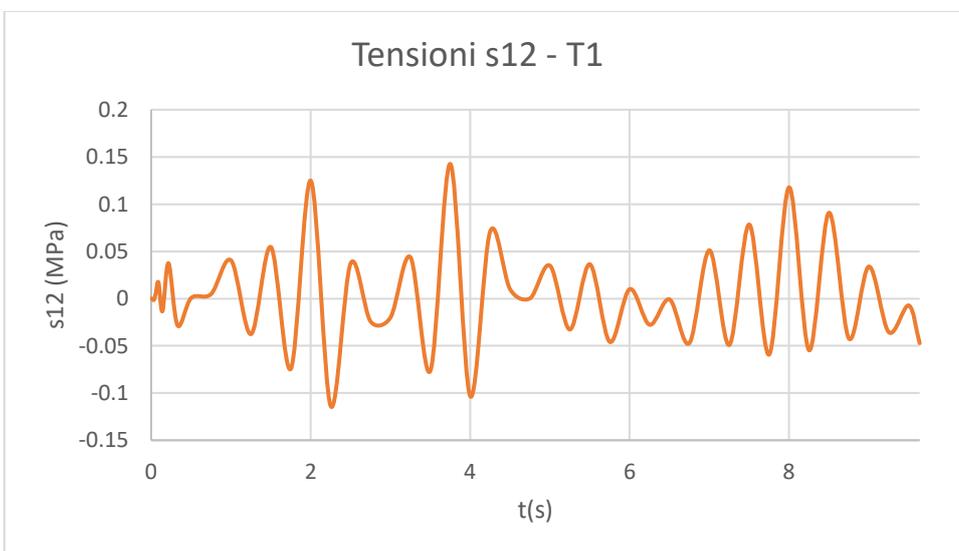
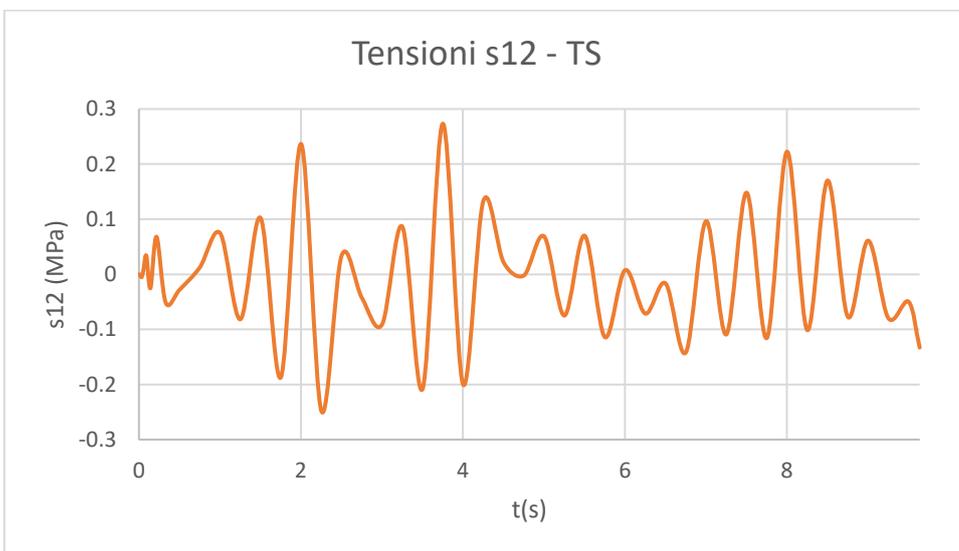
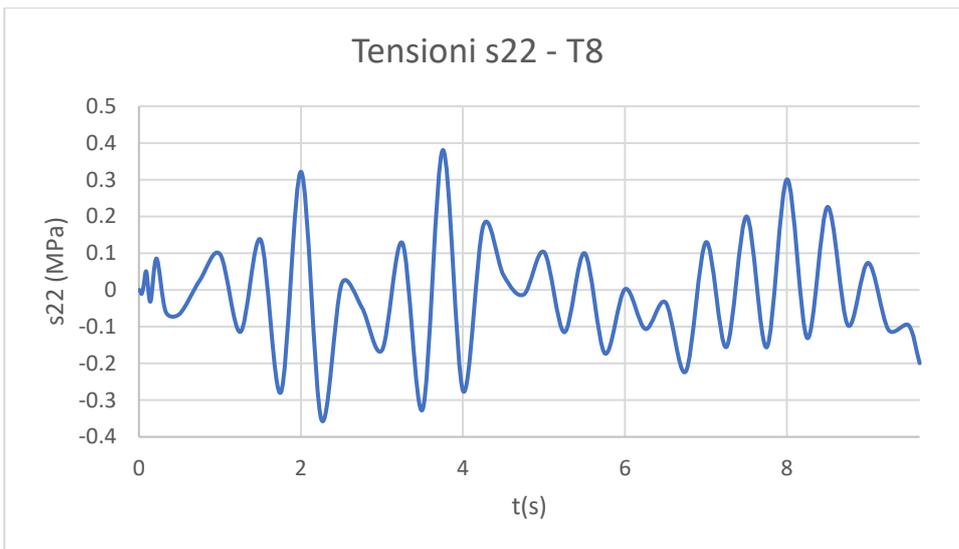


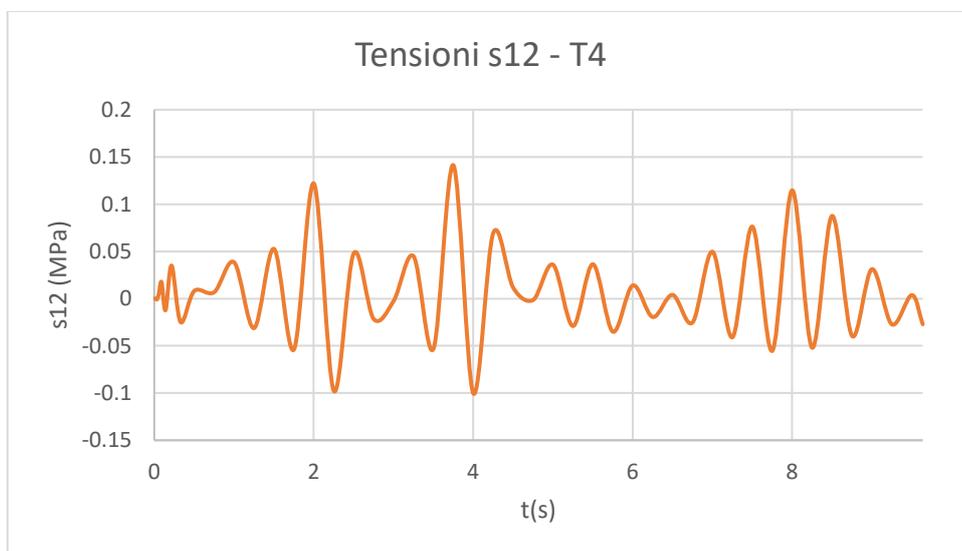
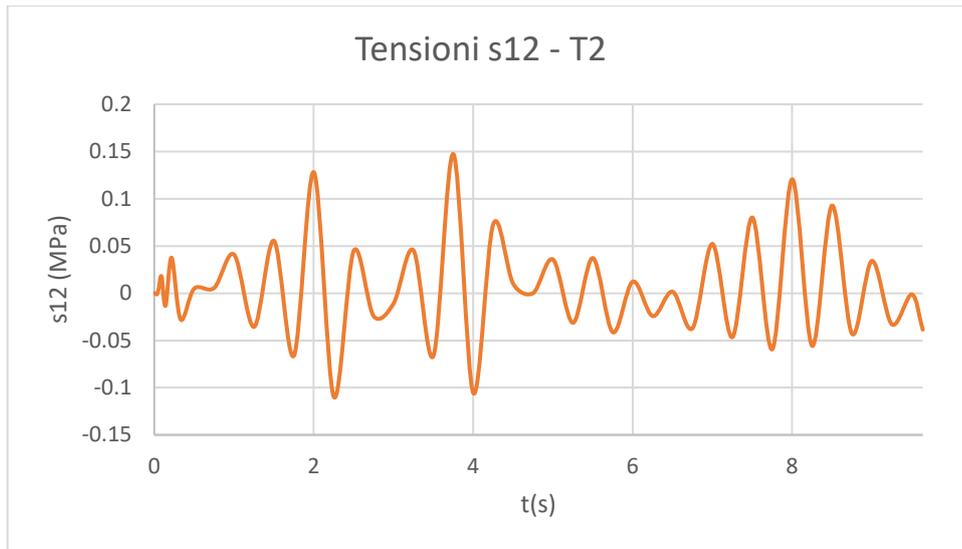
A3.1.1.5 Time history REC5, ID 1884

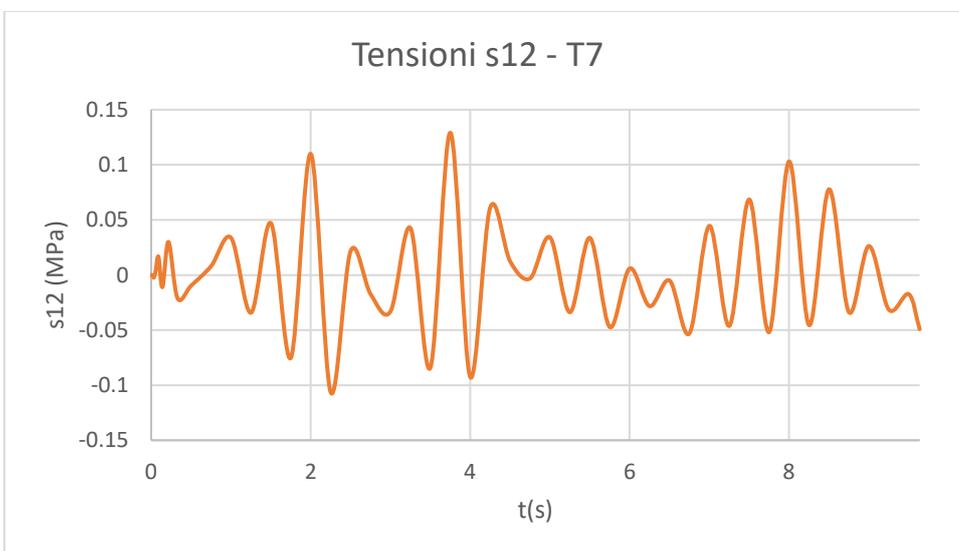
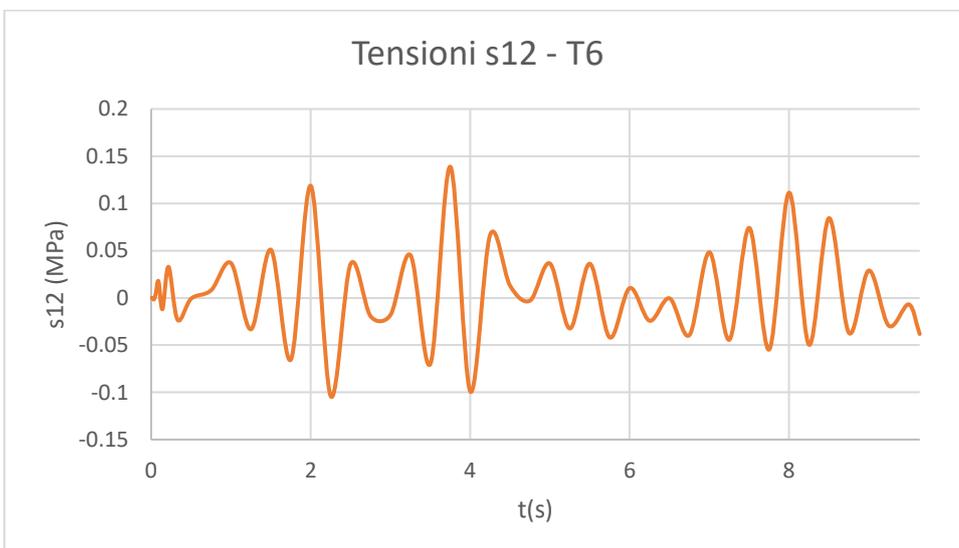
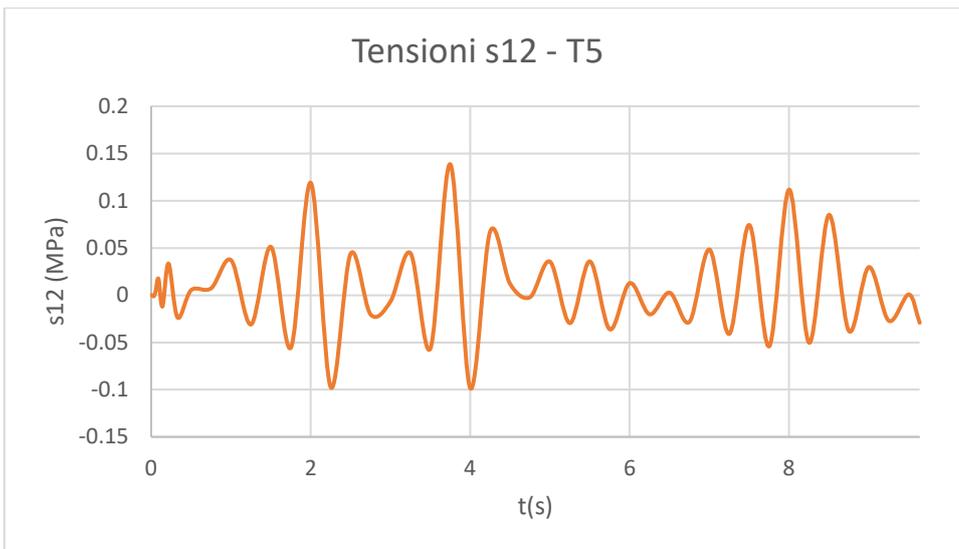


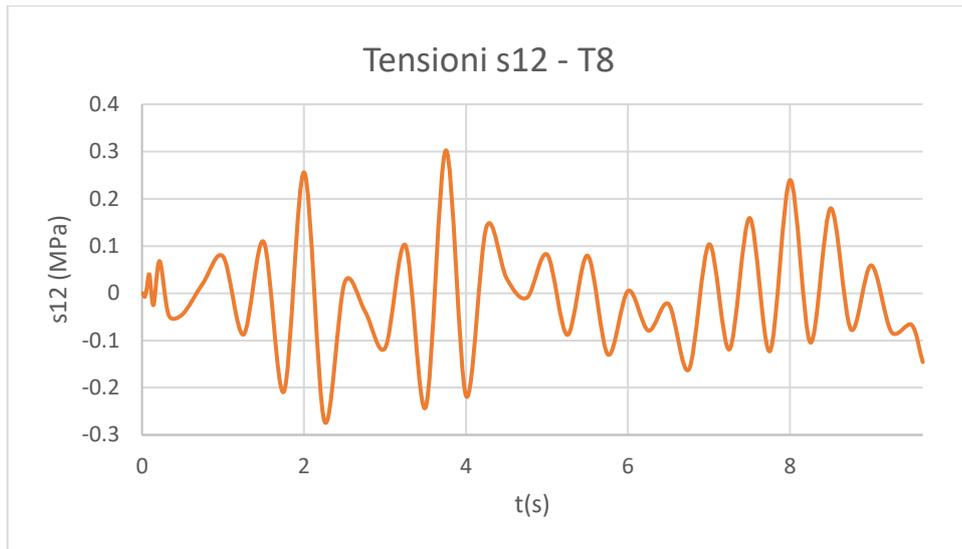




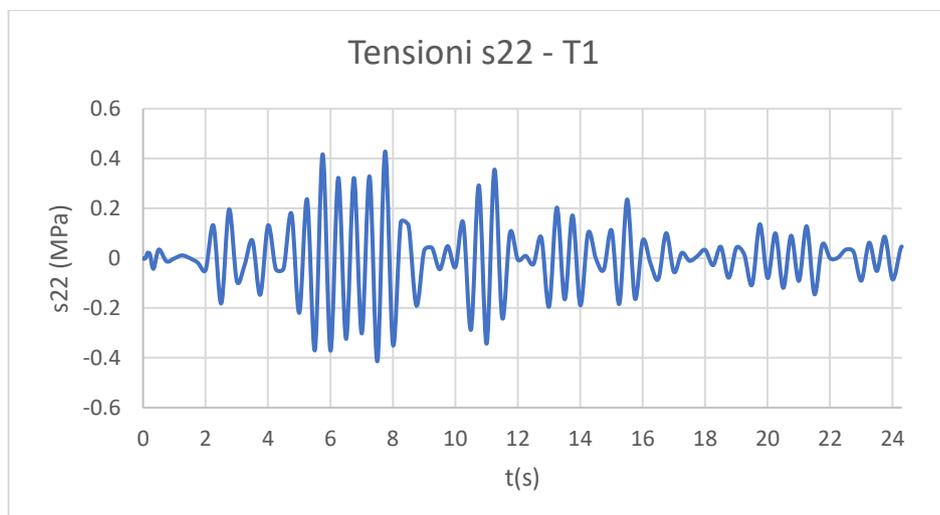
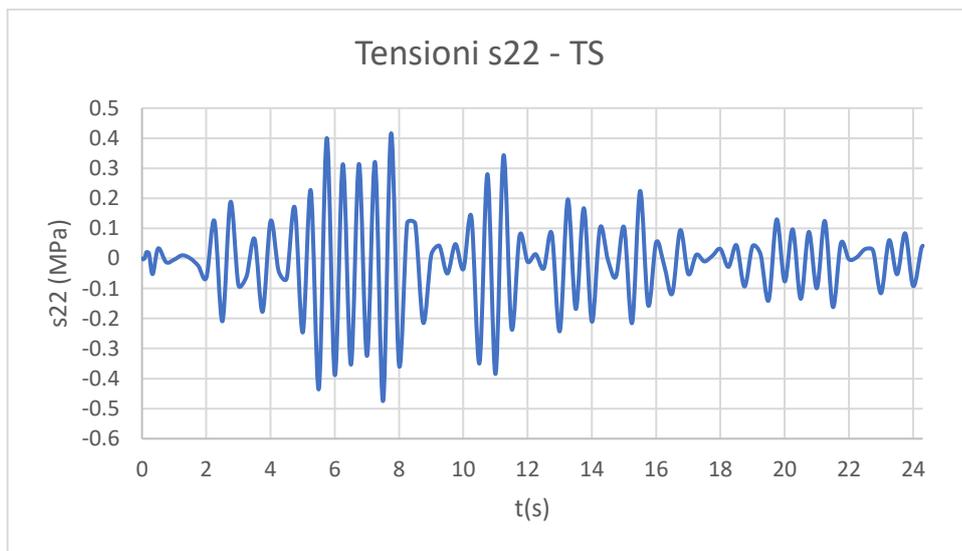


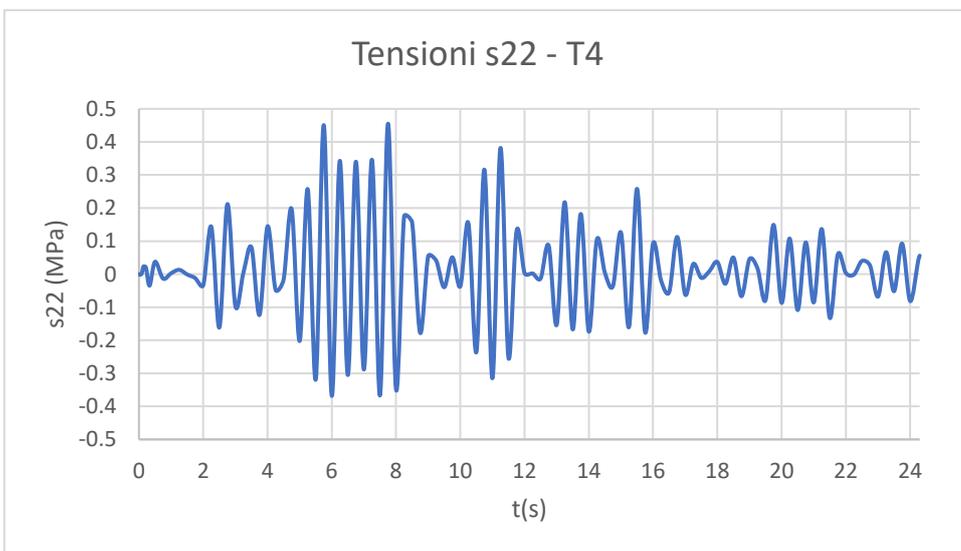
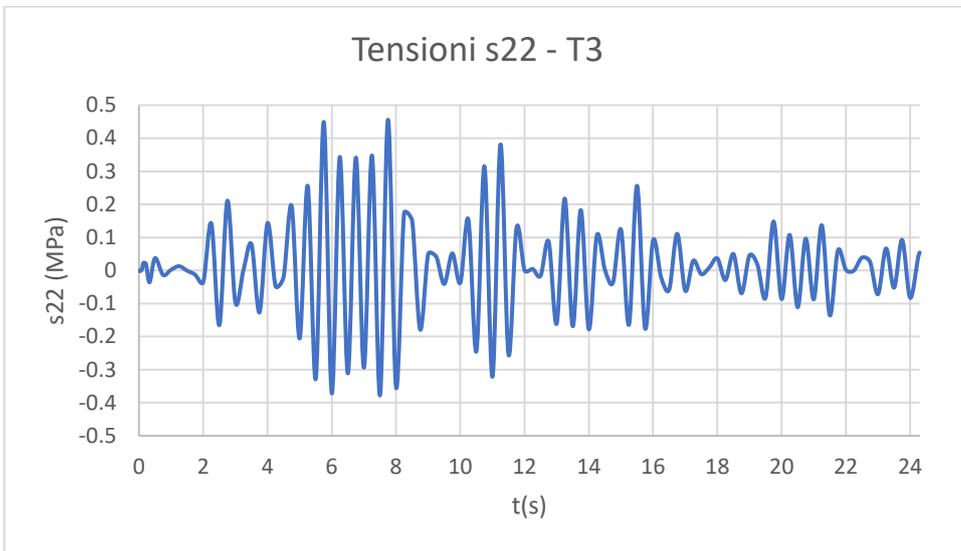
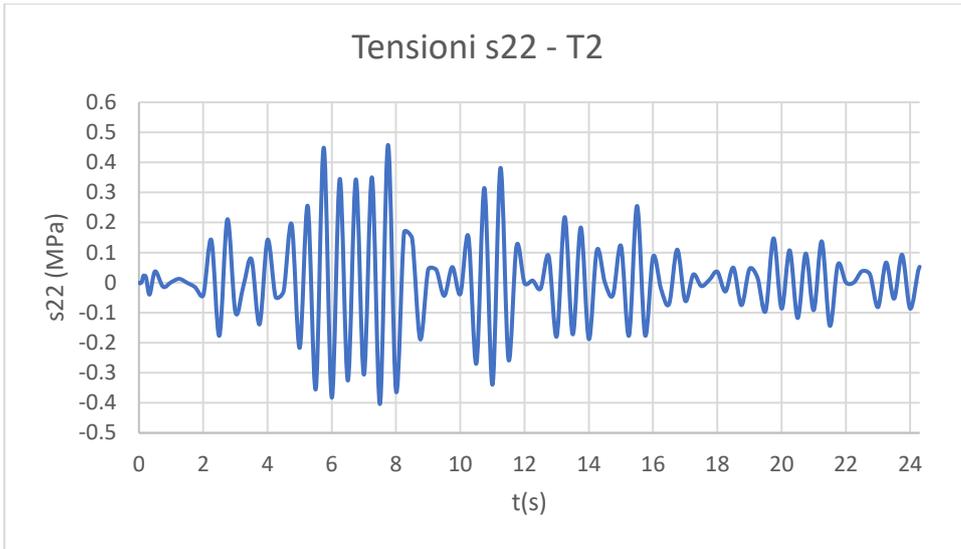


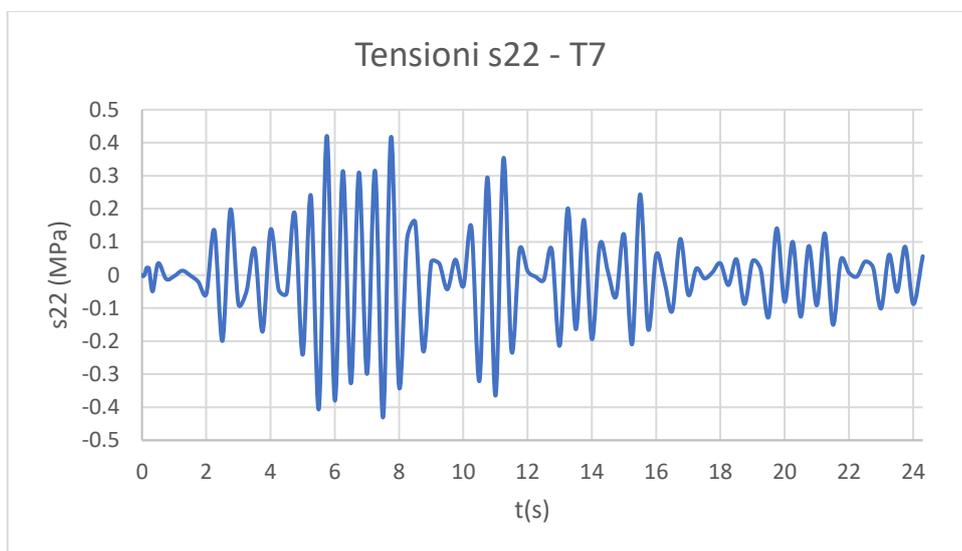
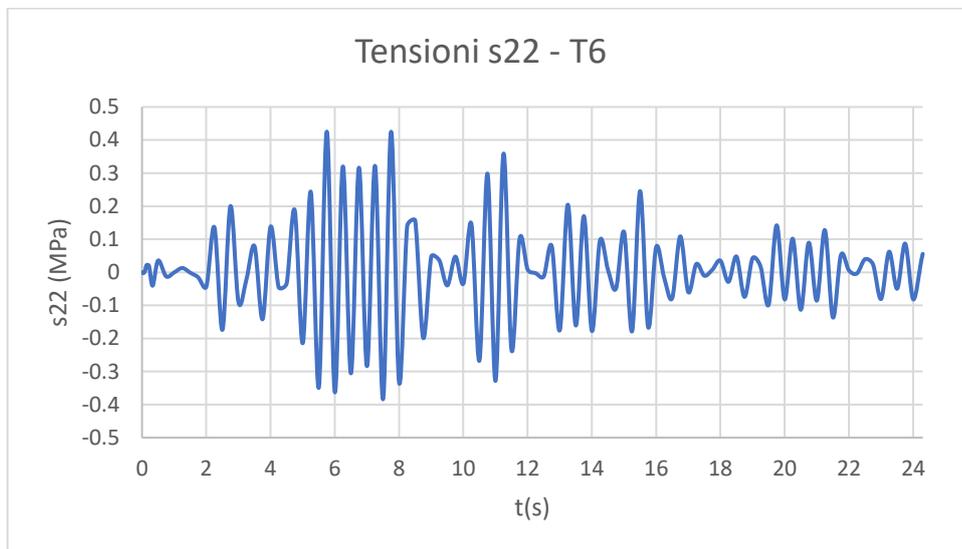
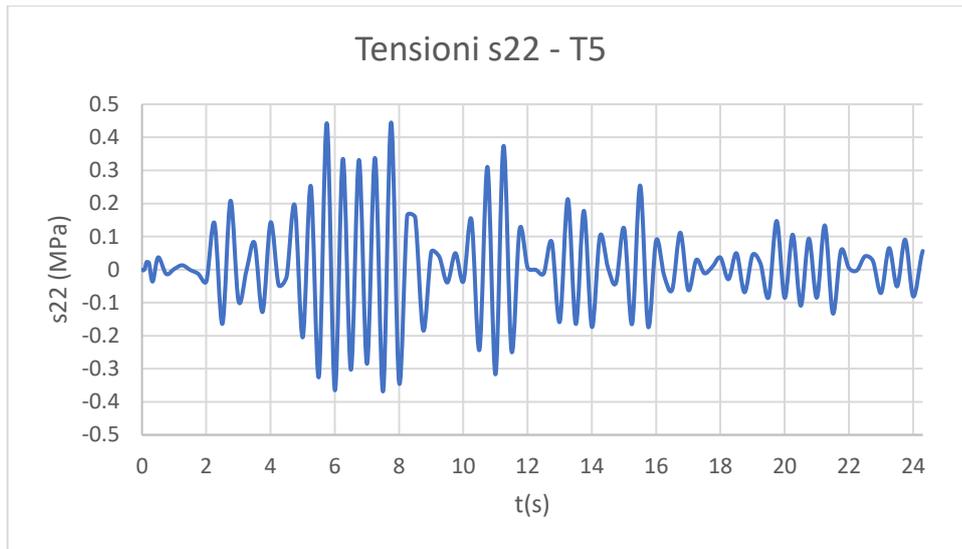


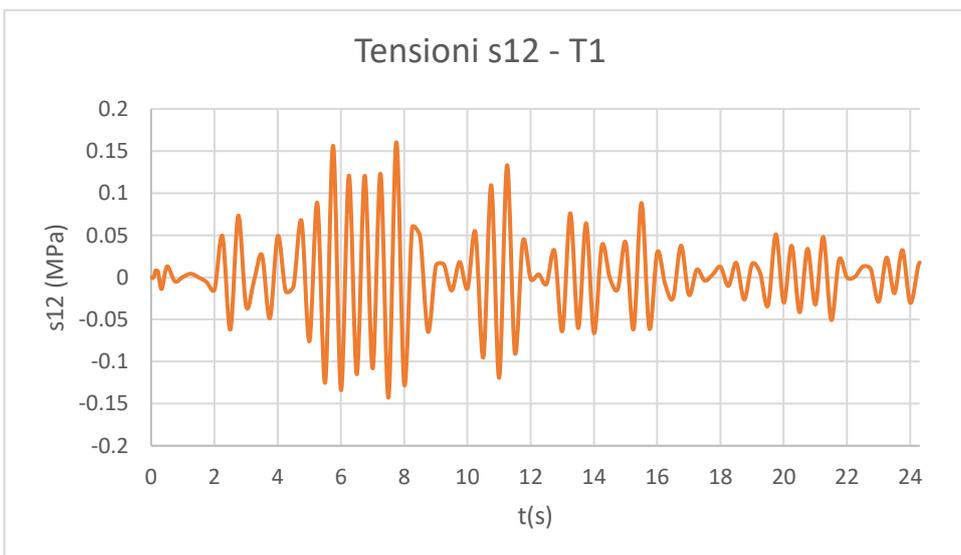
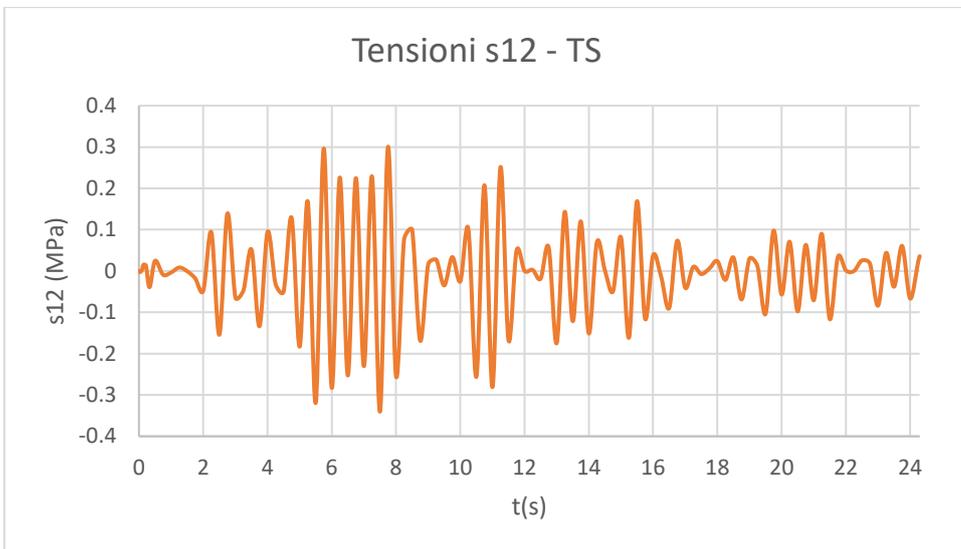
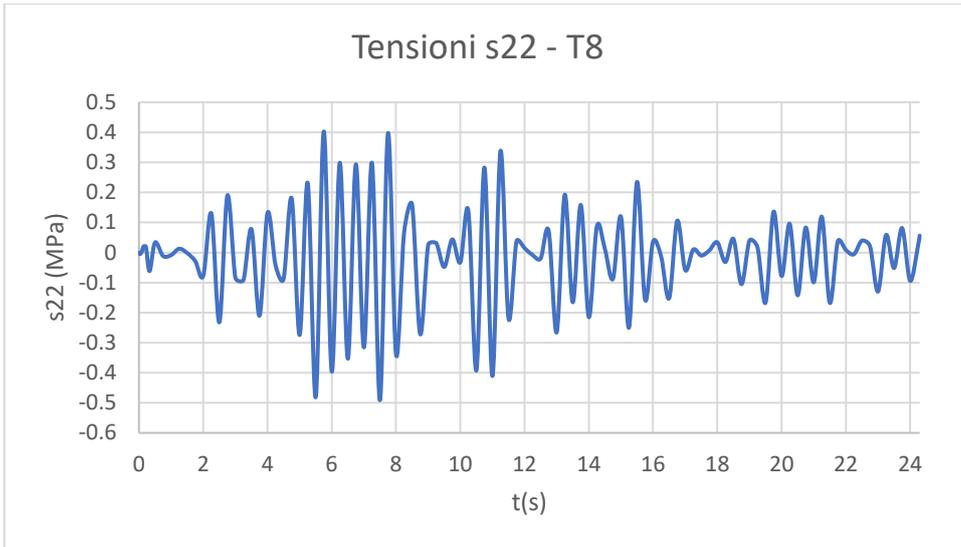


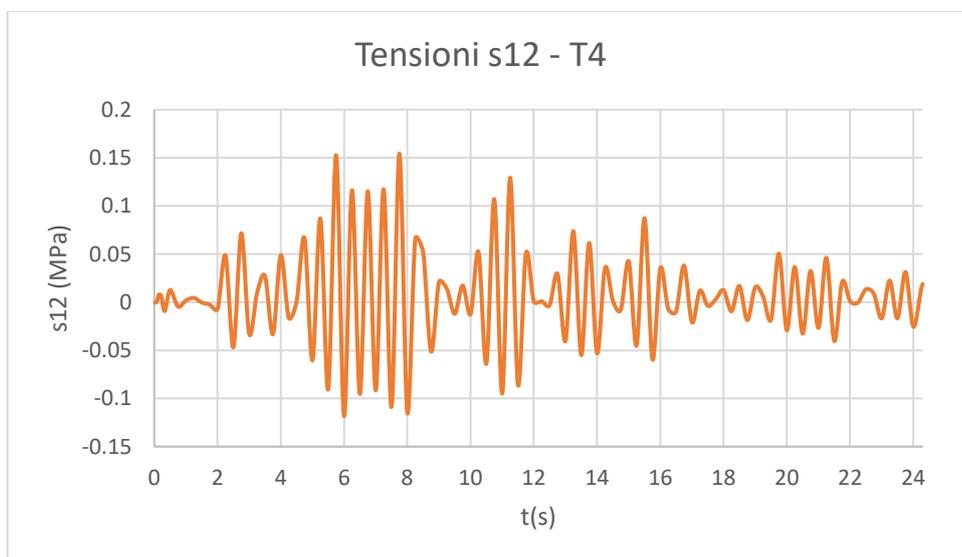
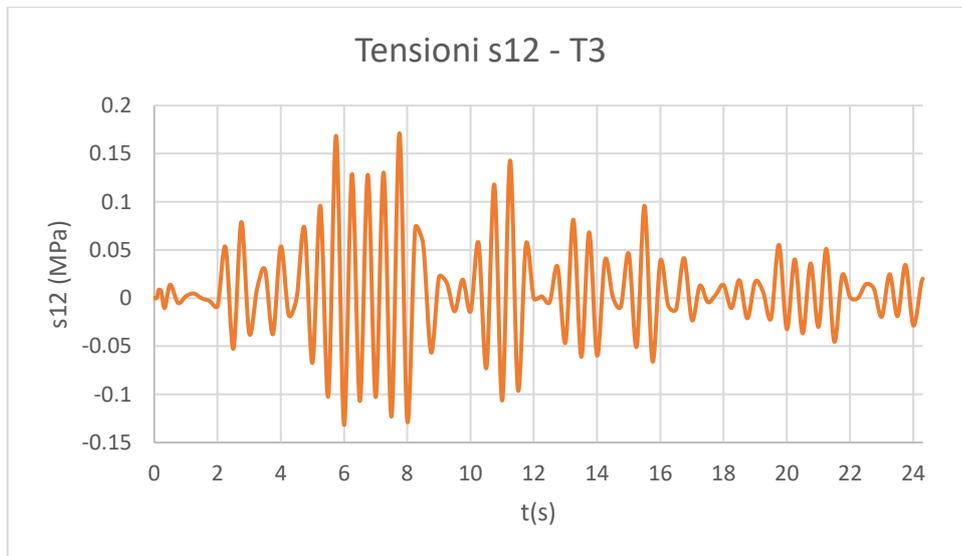
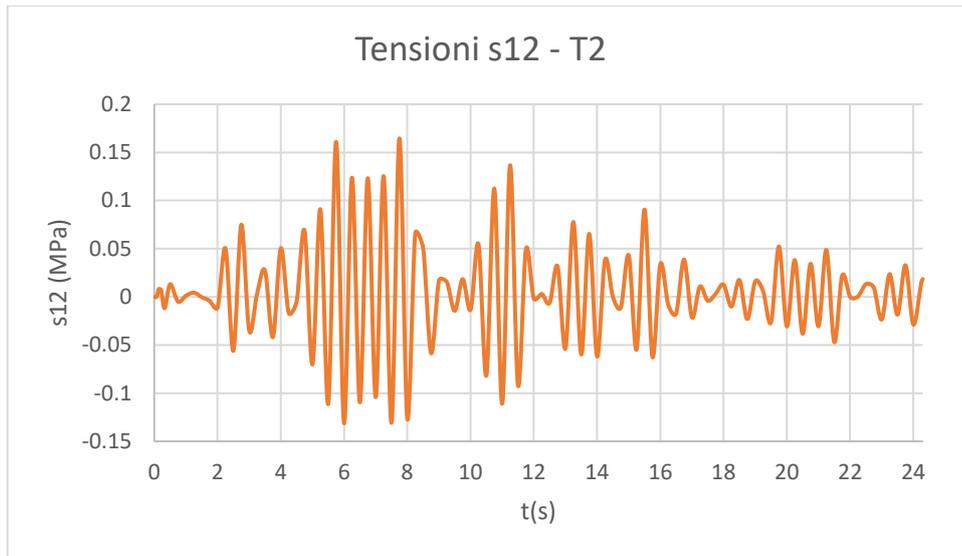
#### A3.1.1.6 Time history REC6, ID 7158

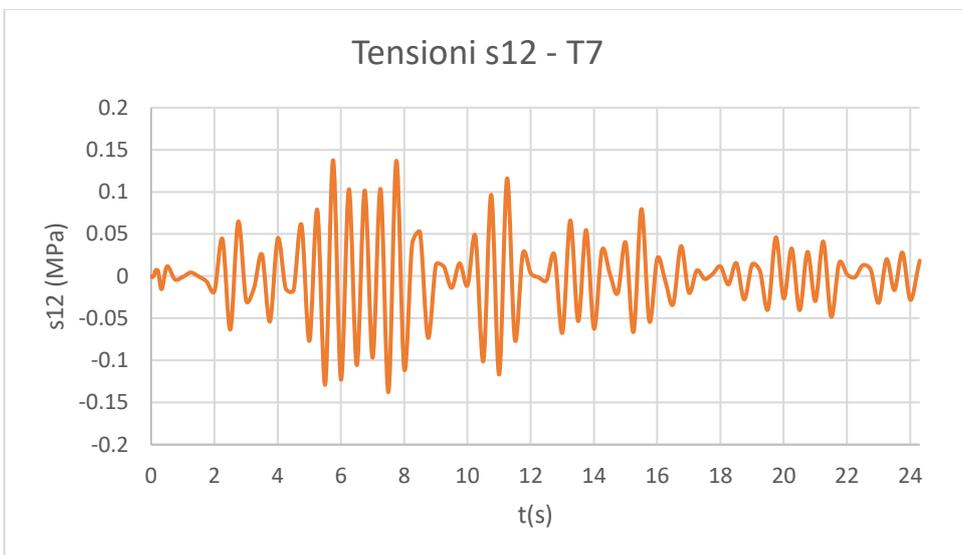
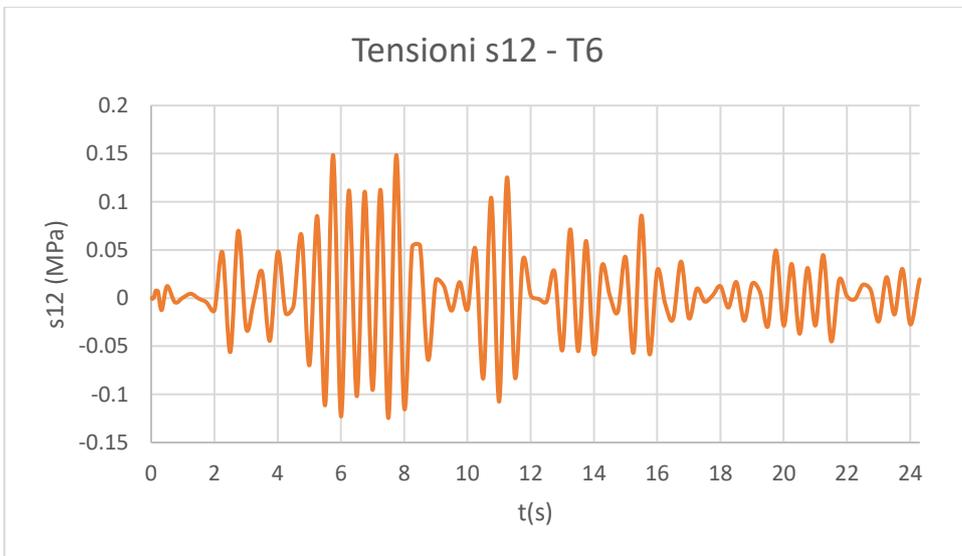
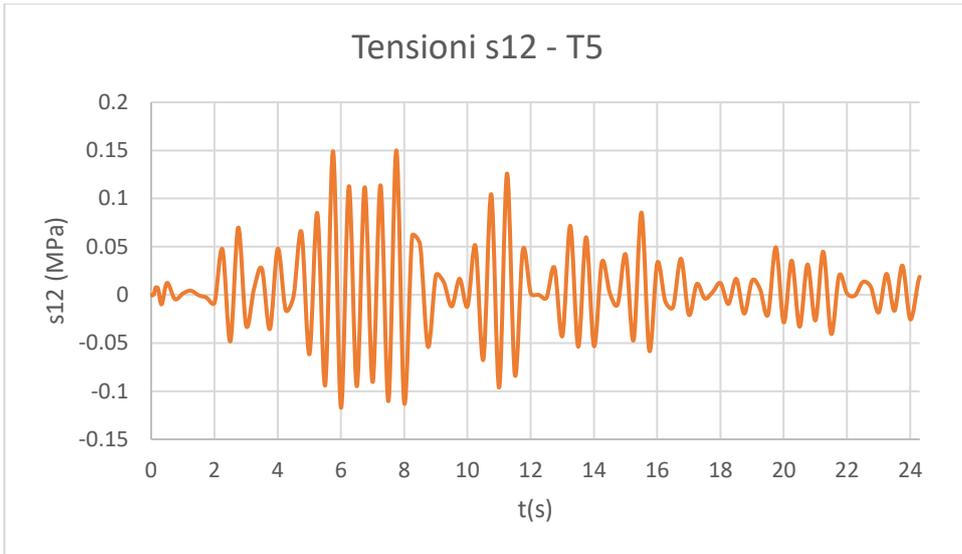


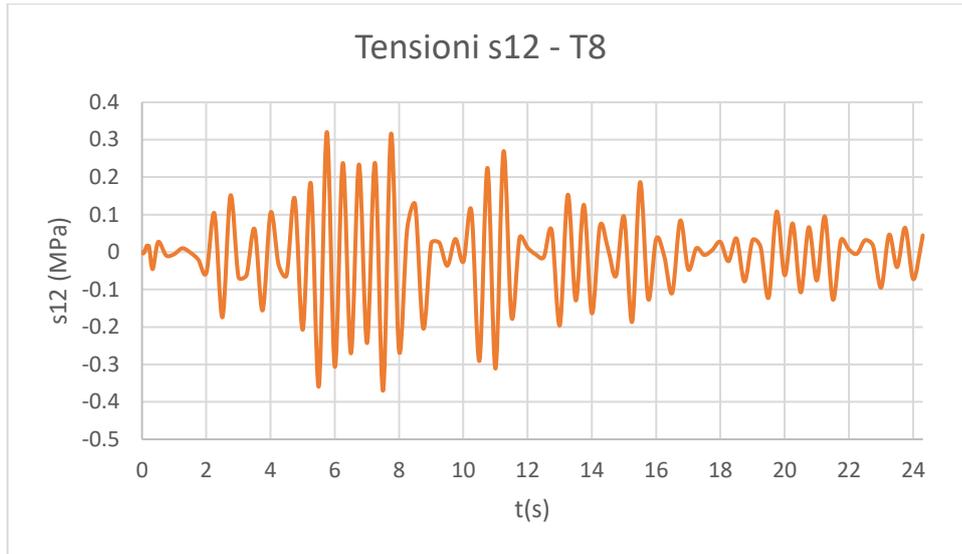




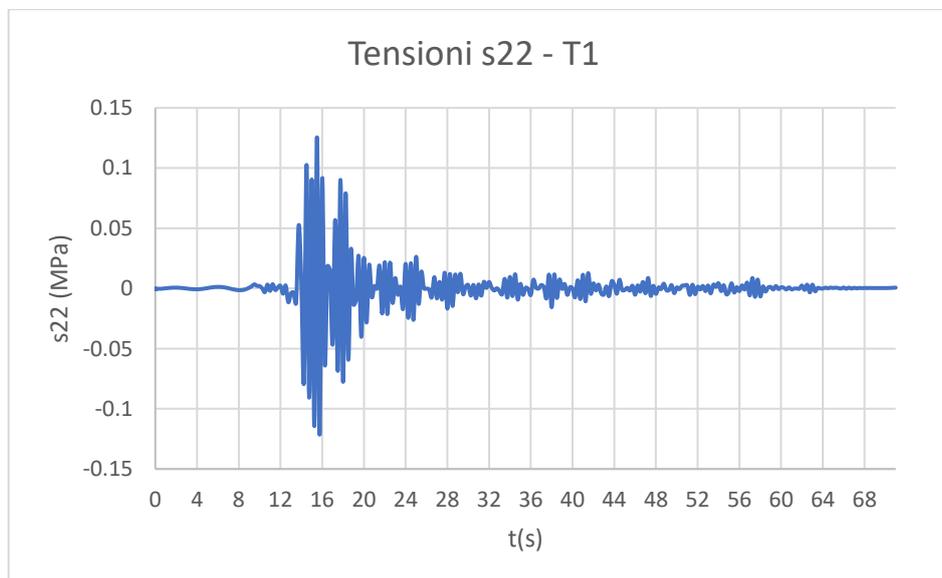
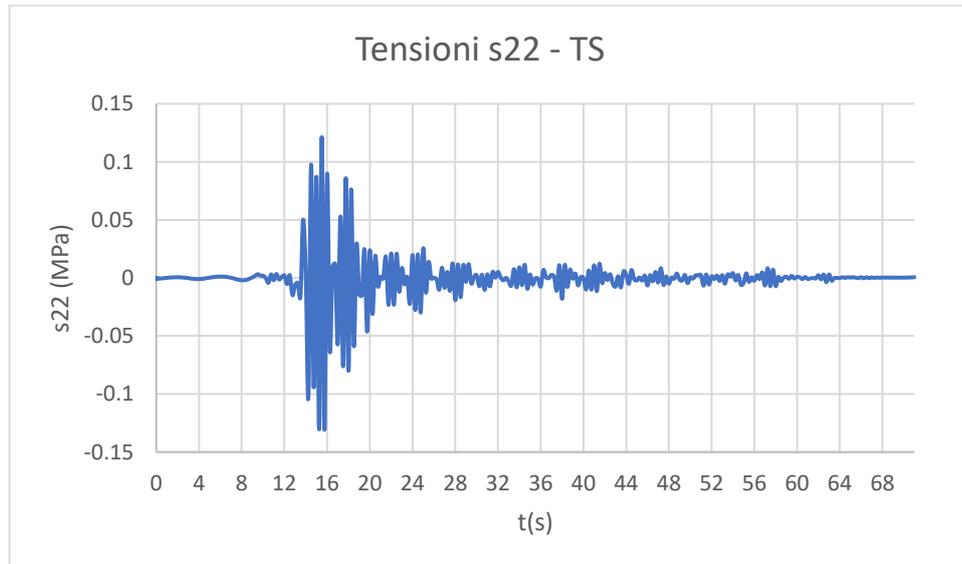


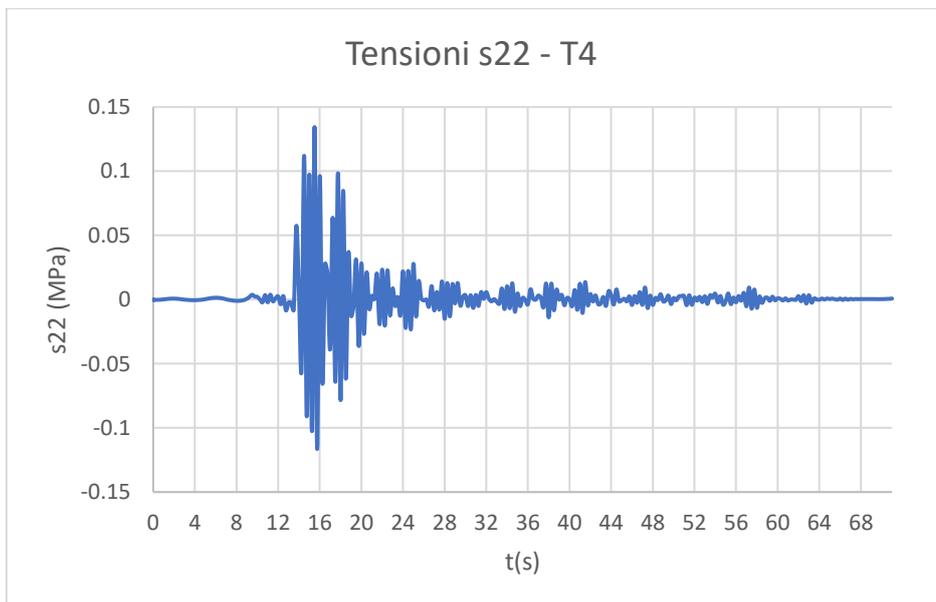
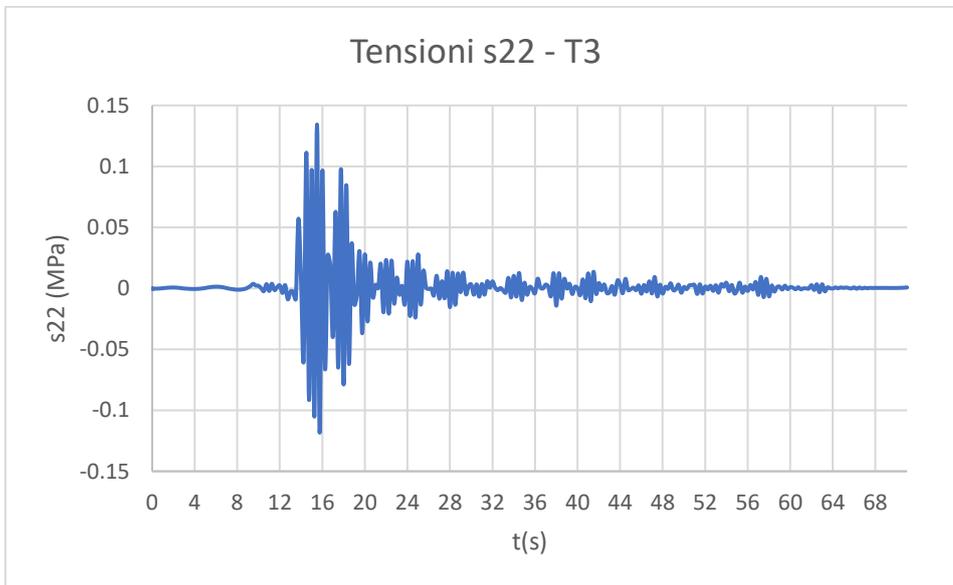
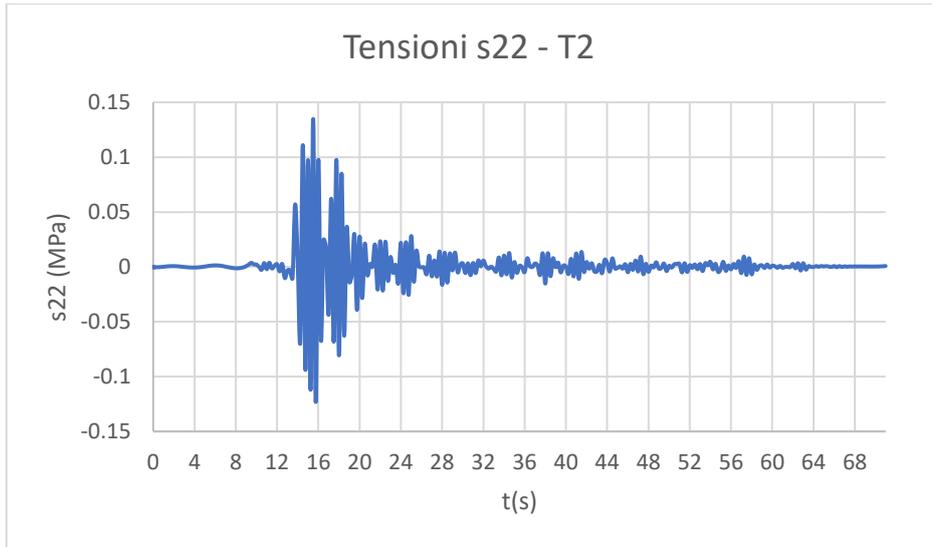


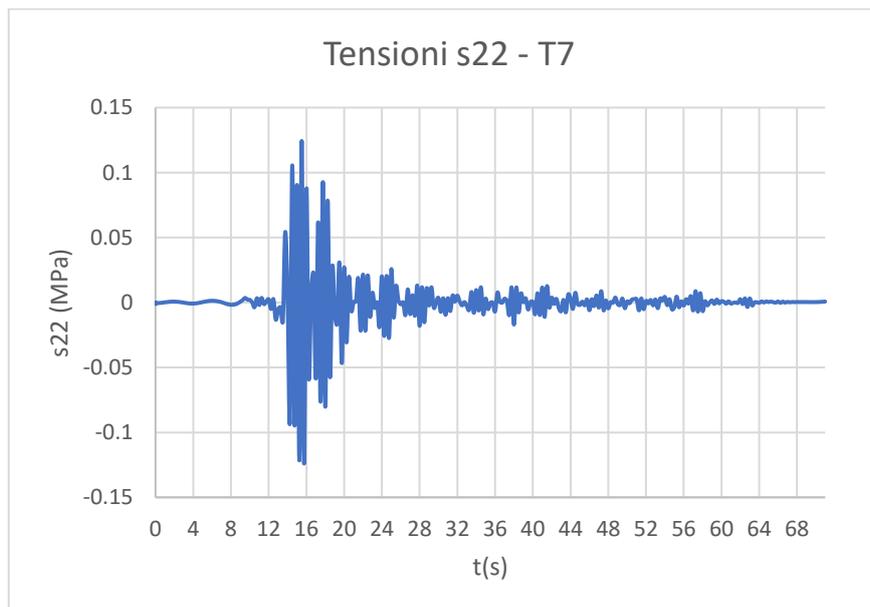
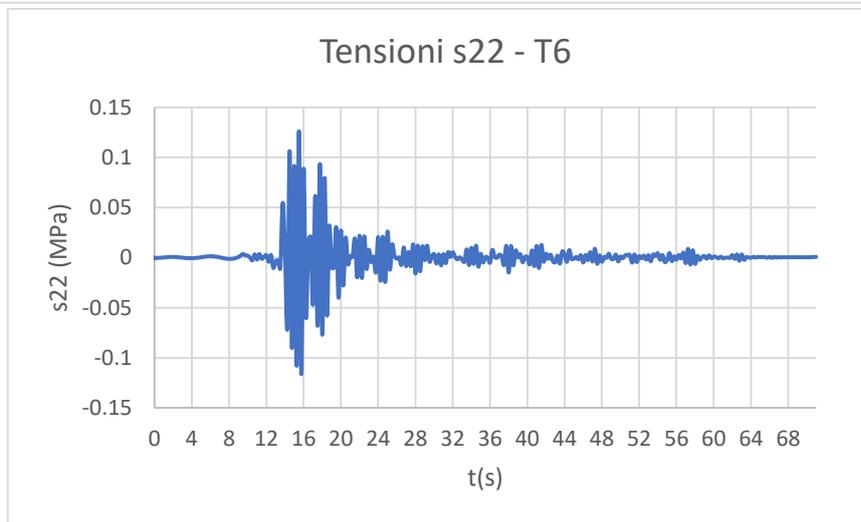
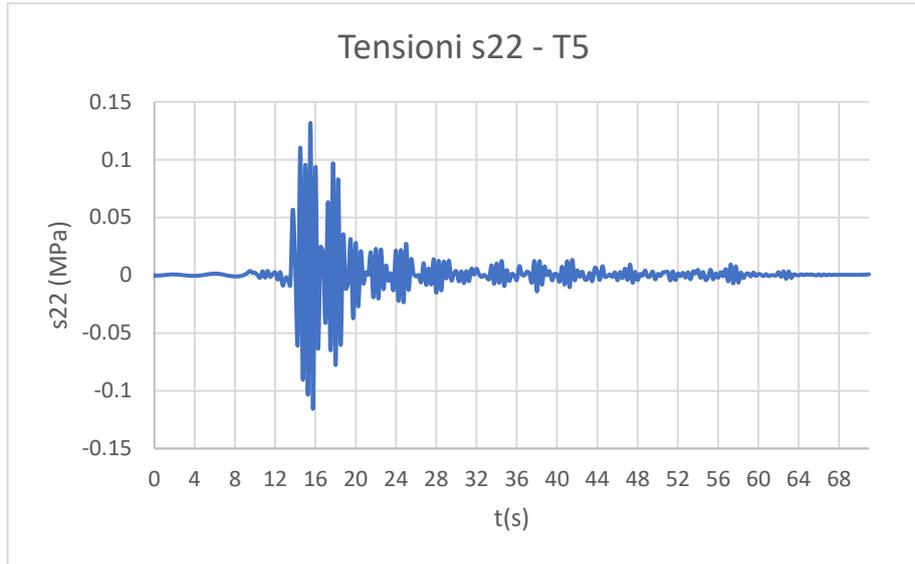


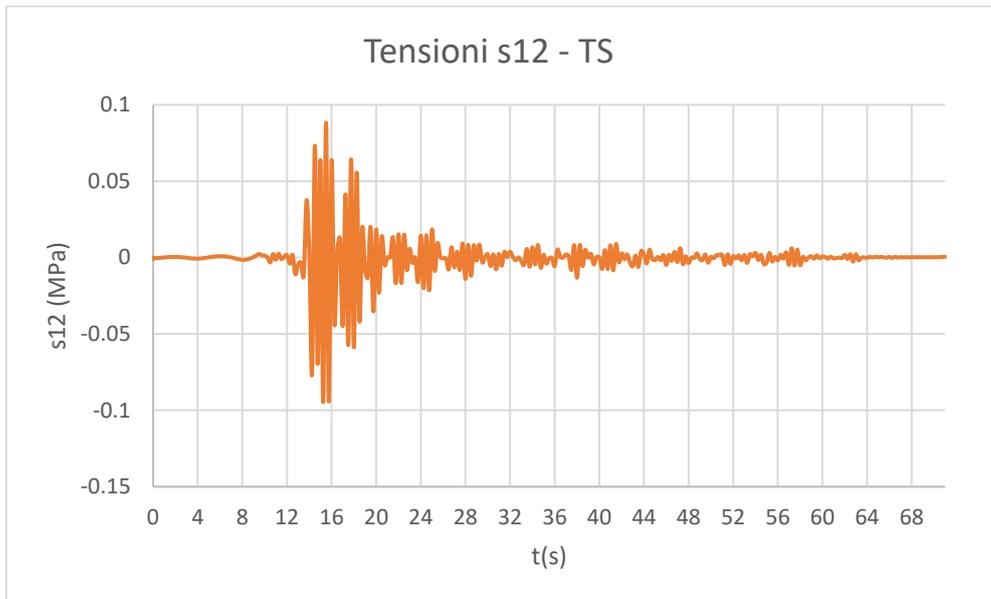
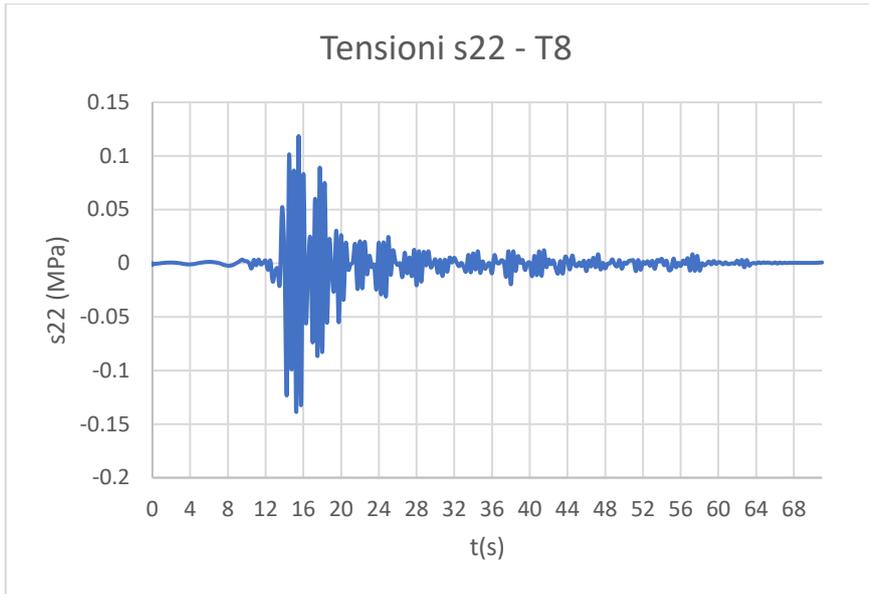


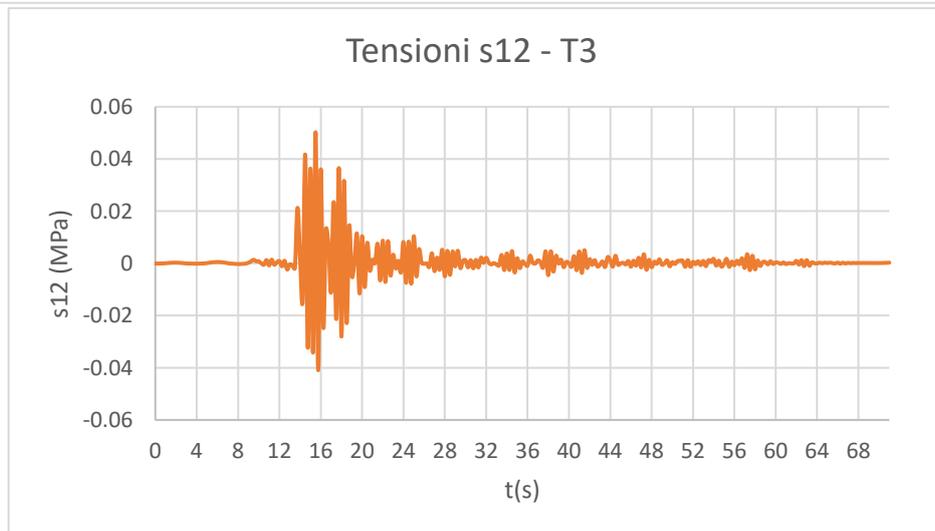
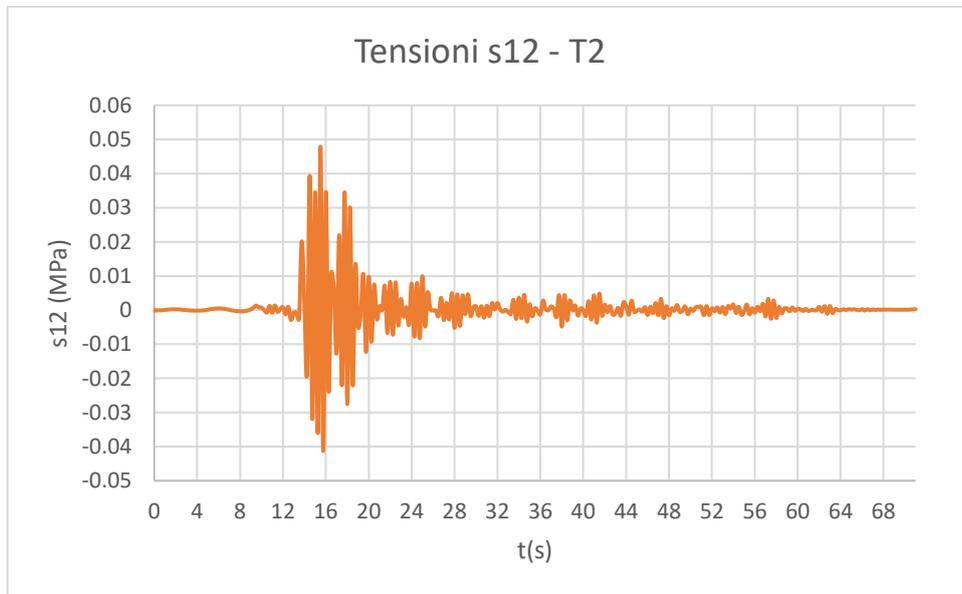
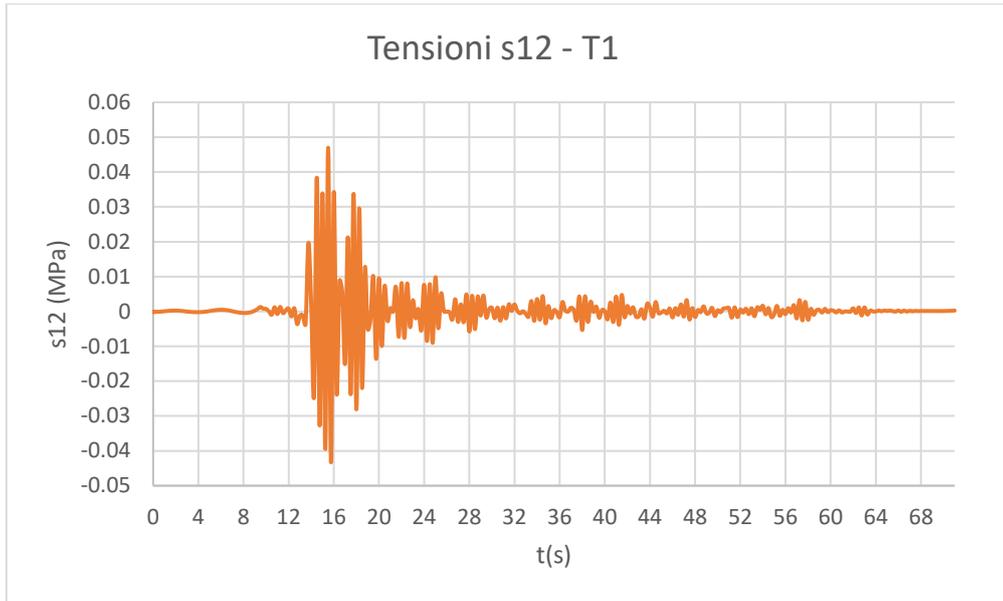
**A3.1.1.7 Time history REC7, ID 6603**

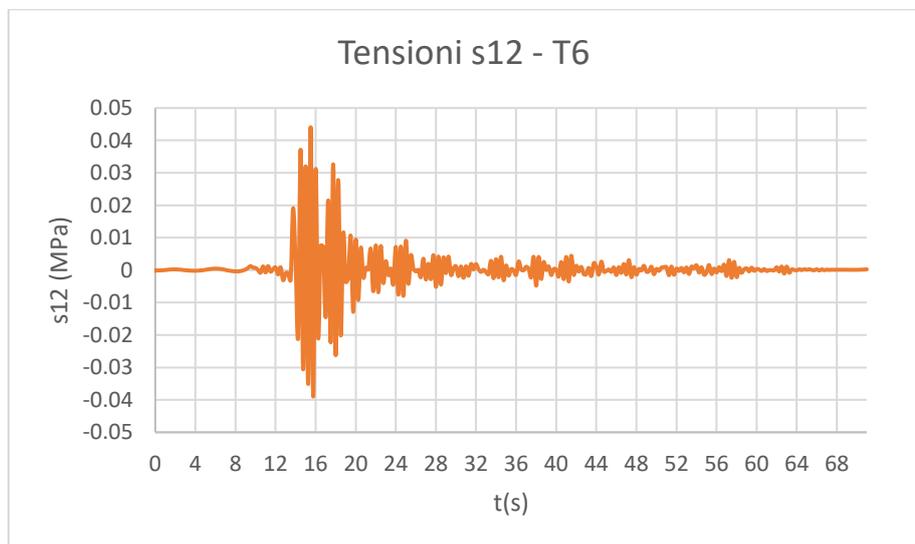
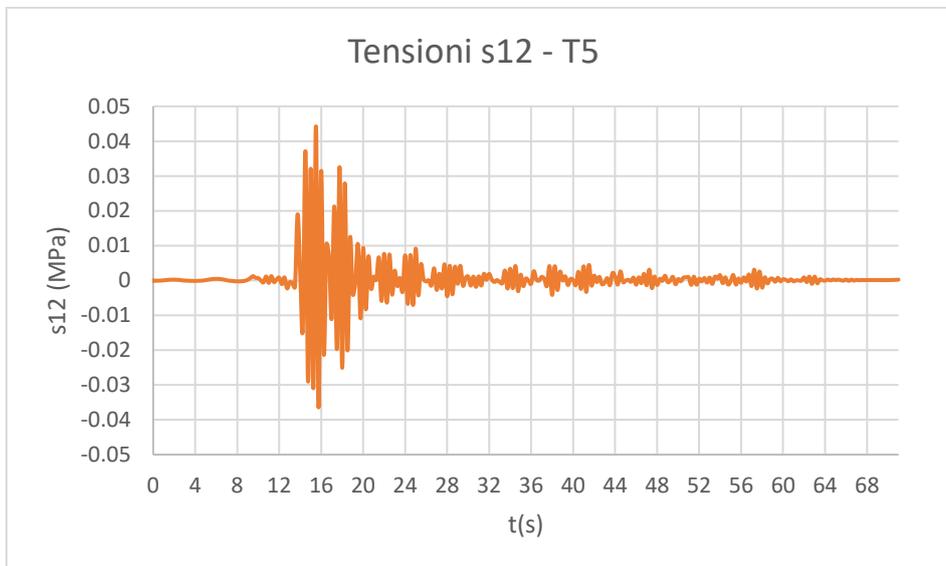
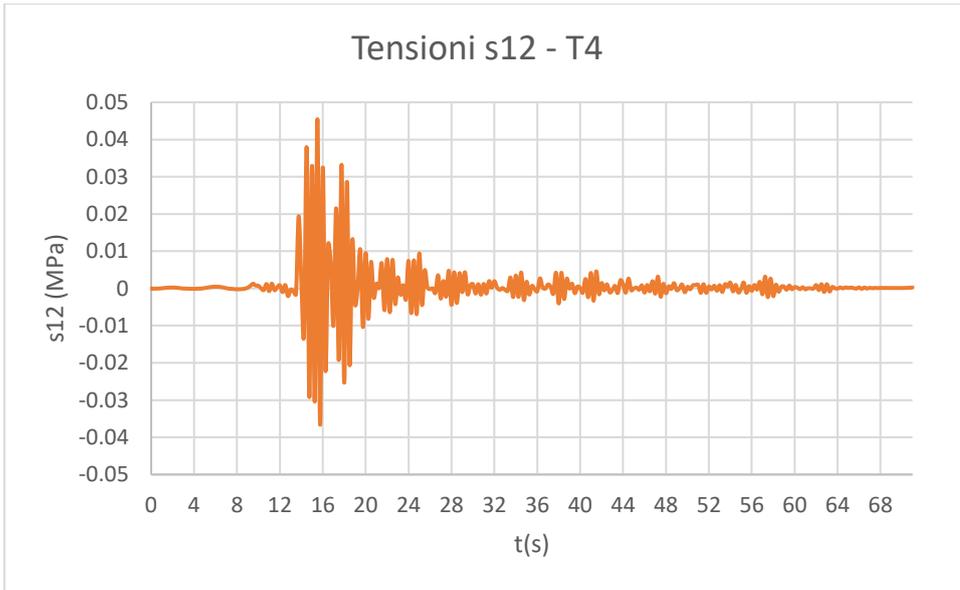


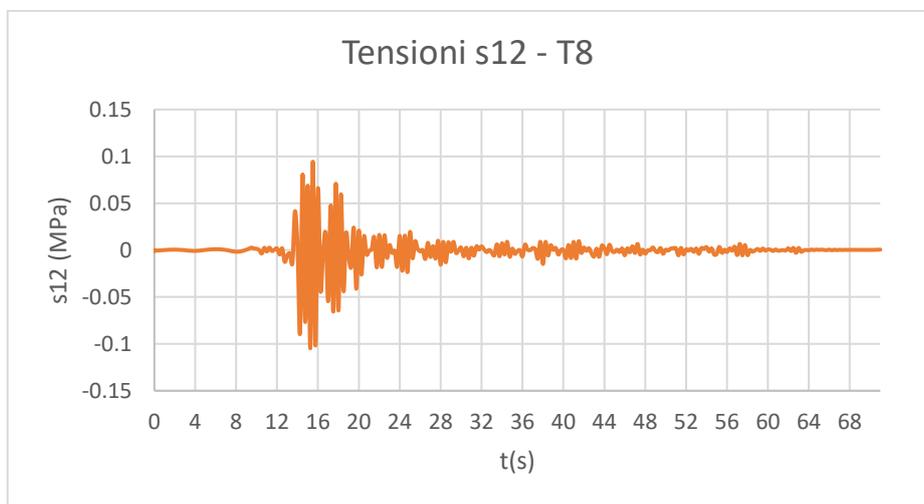
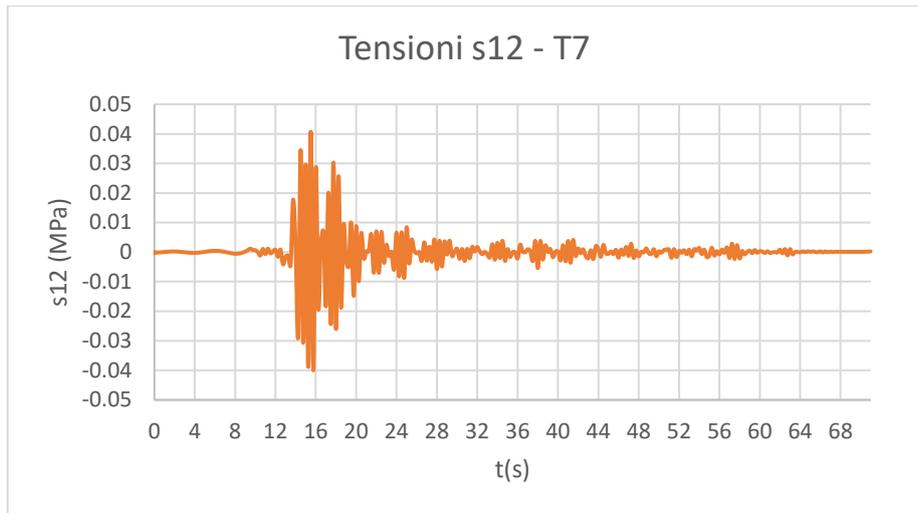






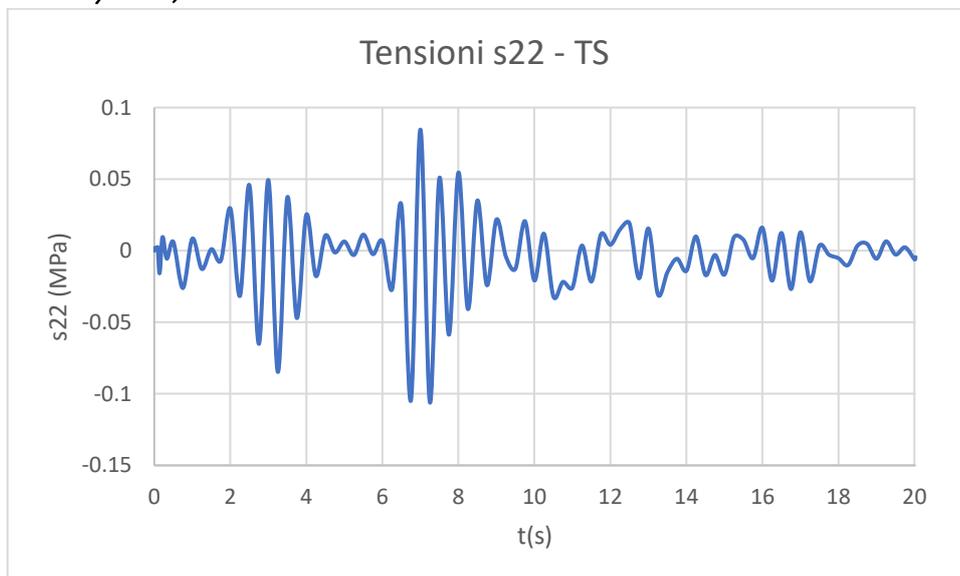


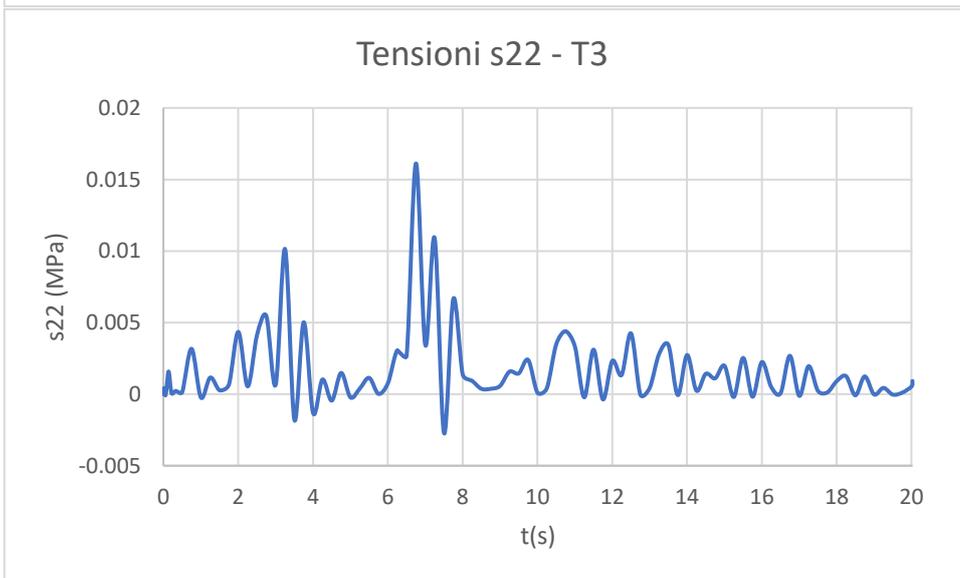
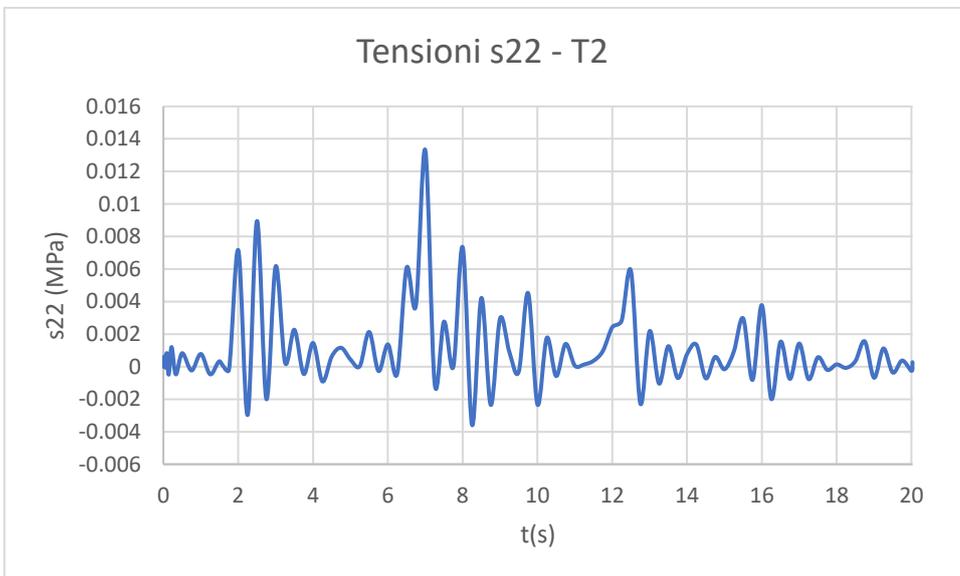
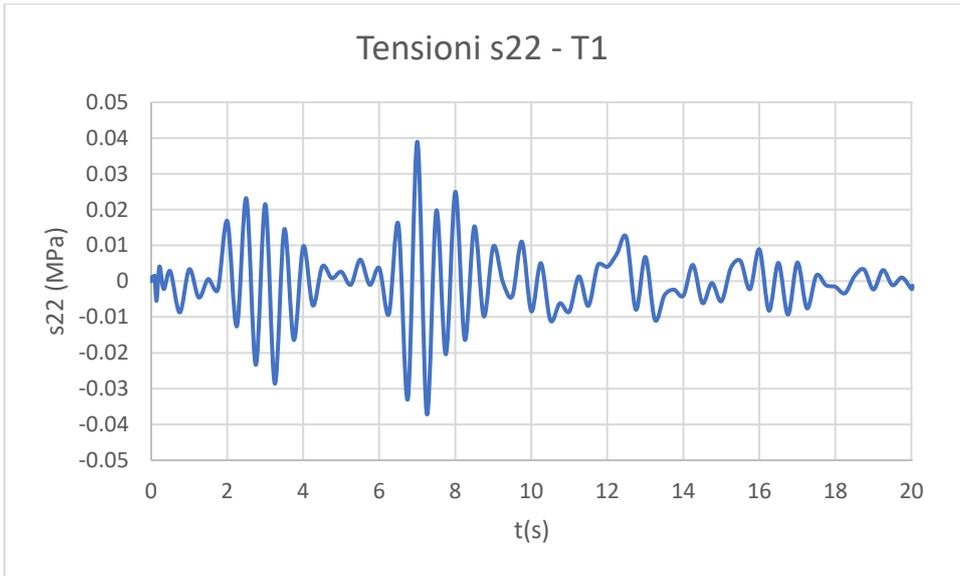


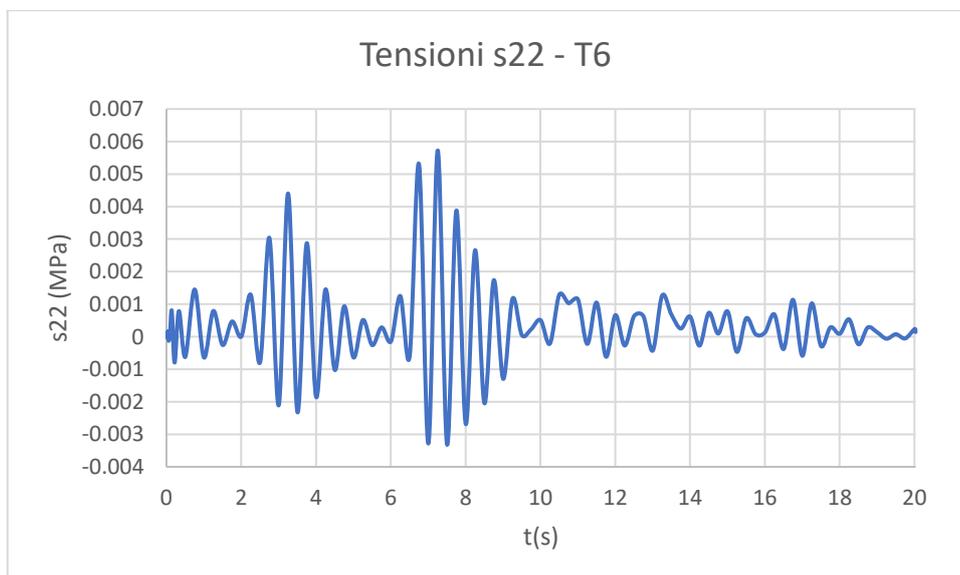
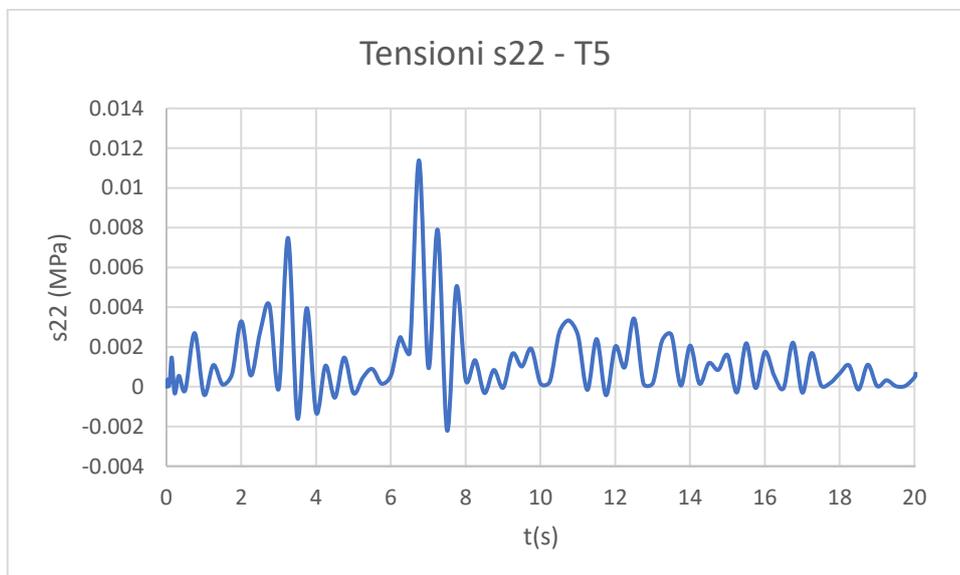
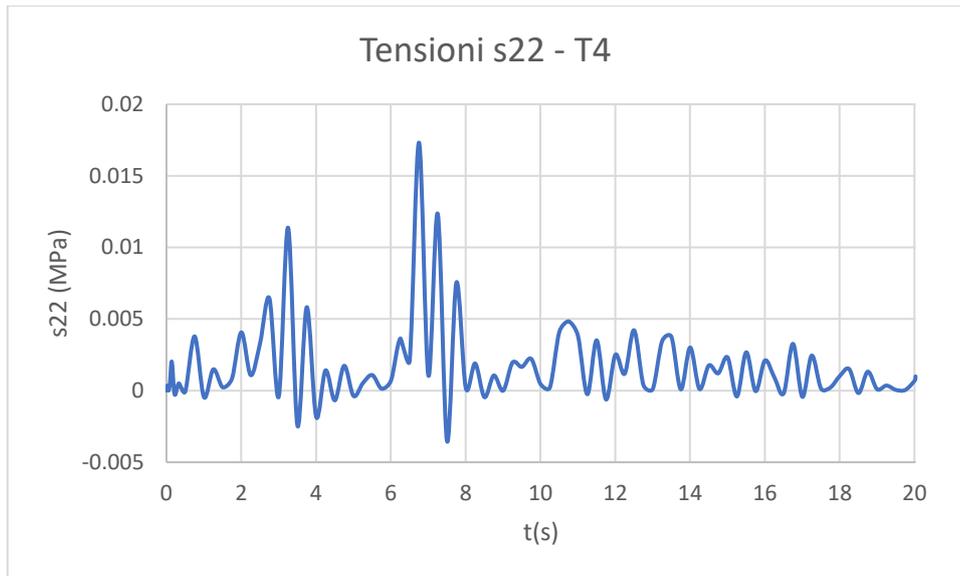


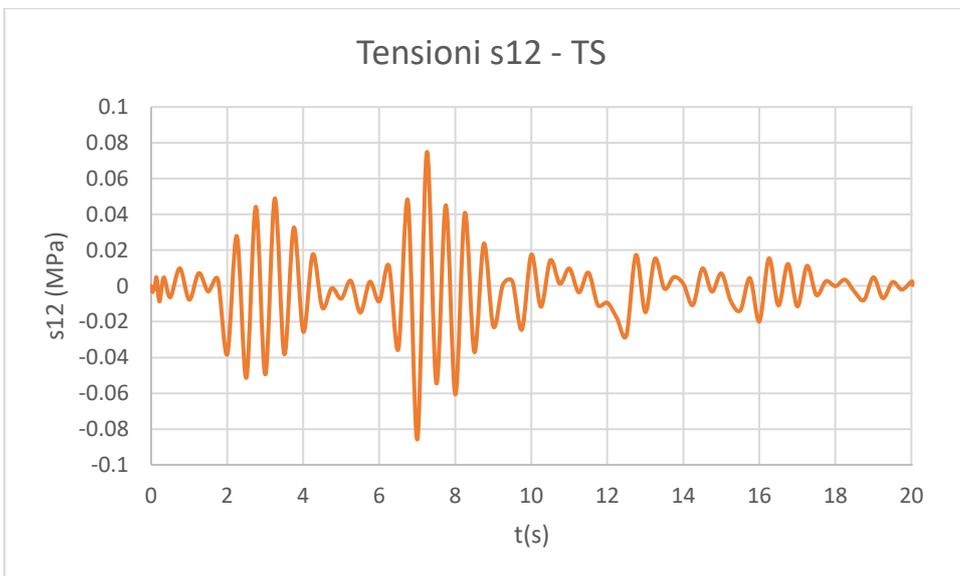
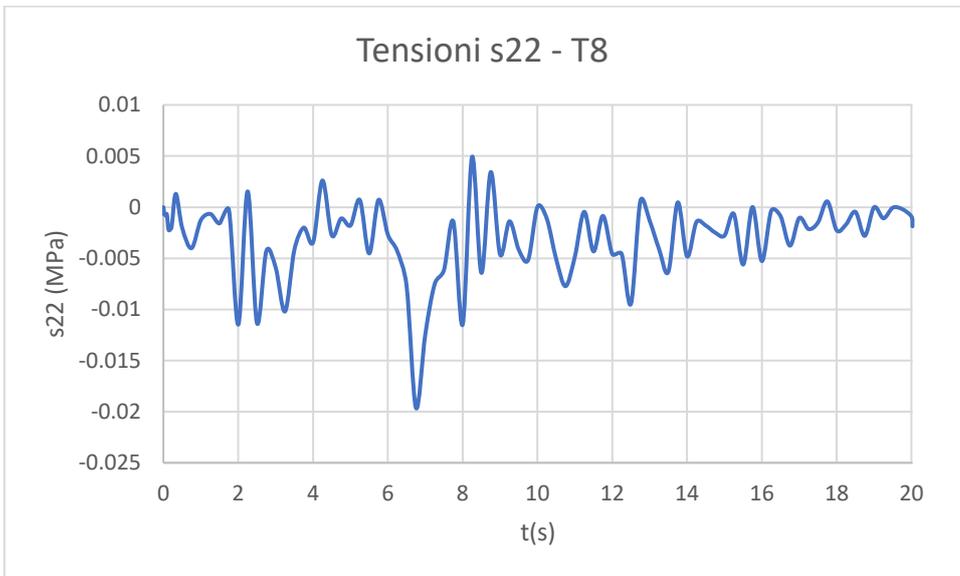
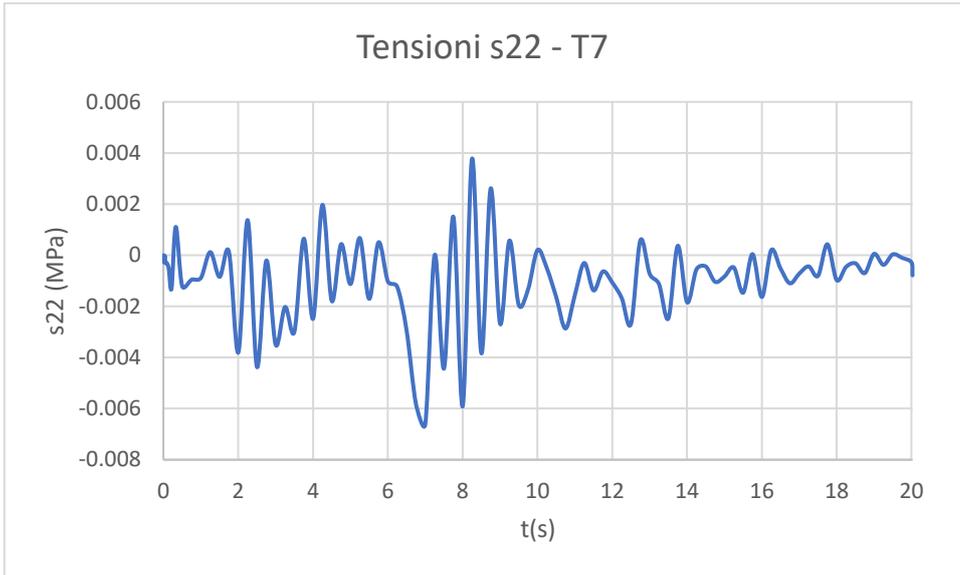
## A3.1.2 Sisma in direzione Y

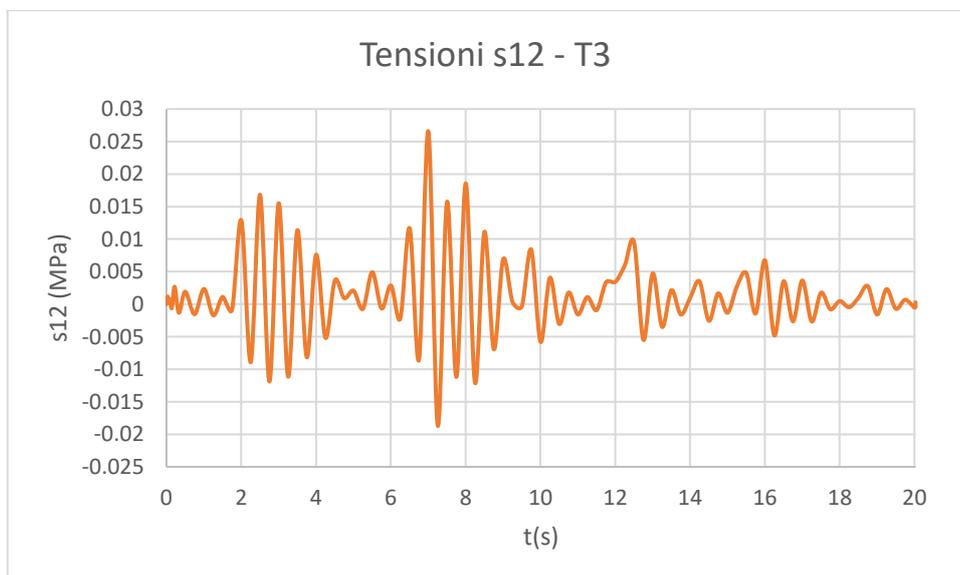
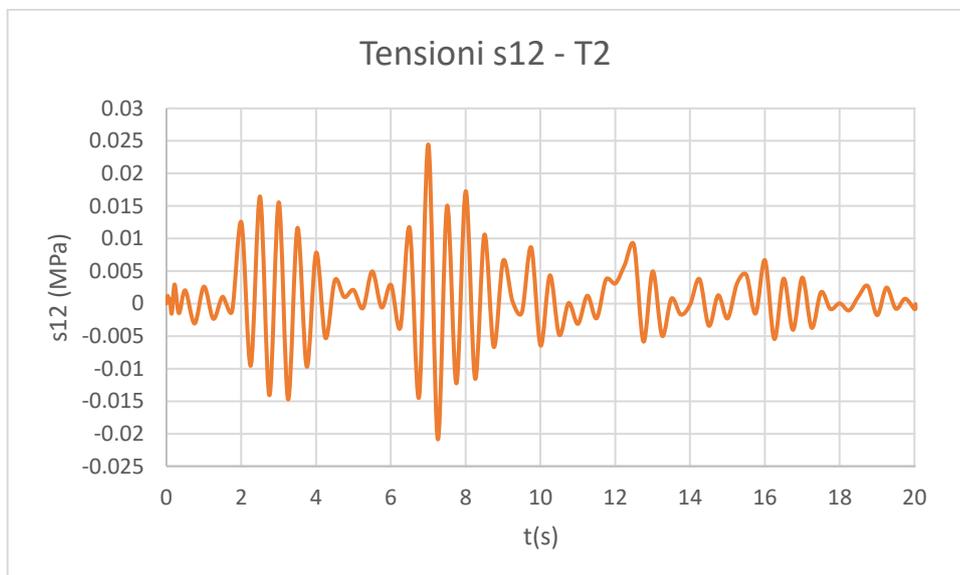
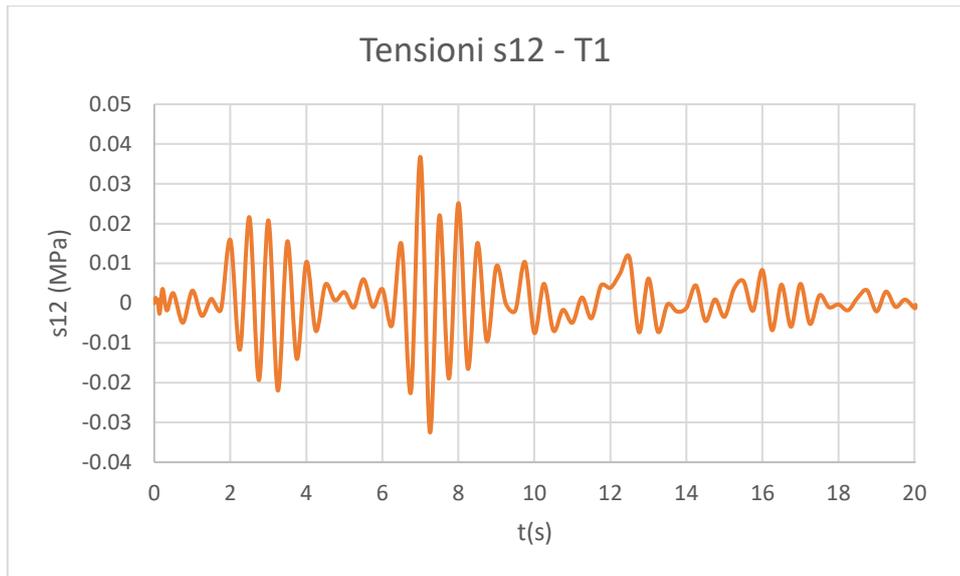
### A3.1.2.1 Time history REC1, ID 467

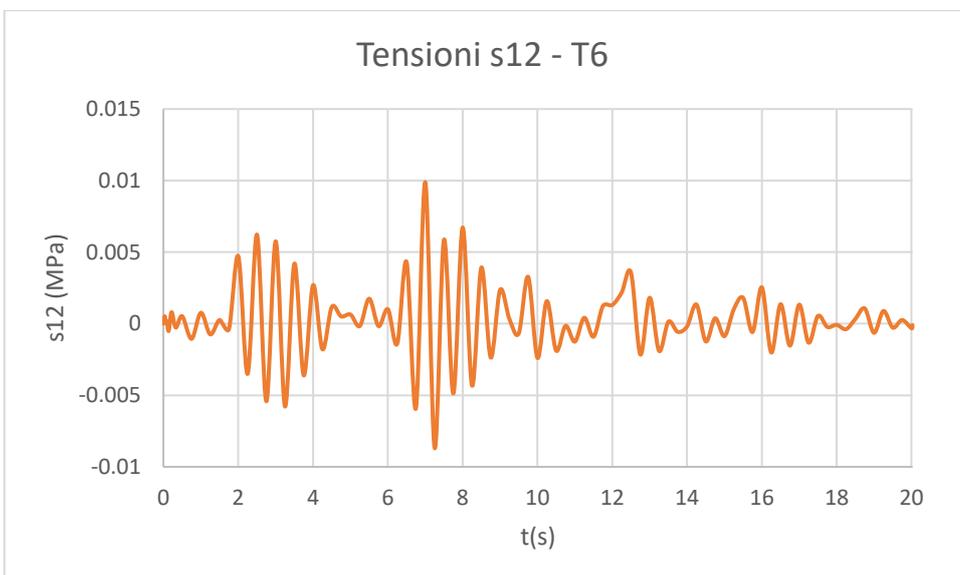
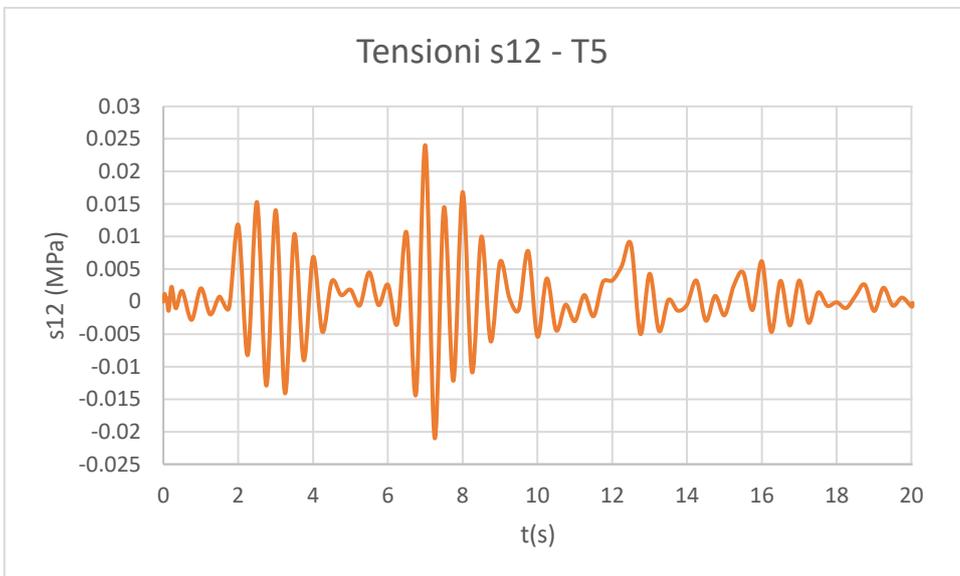
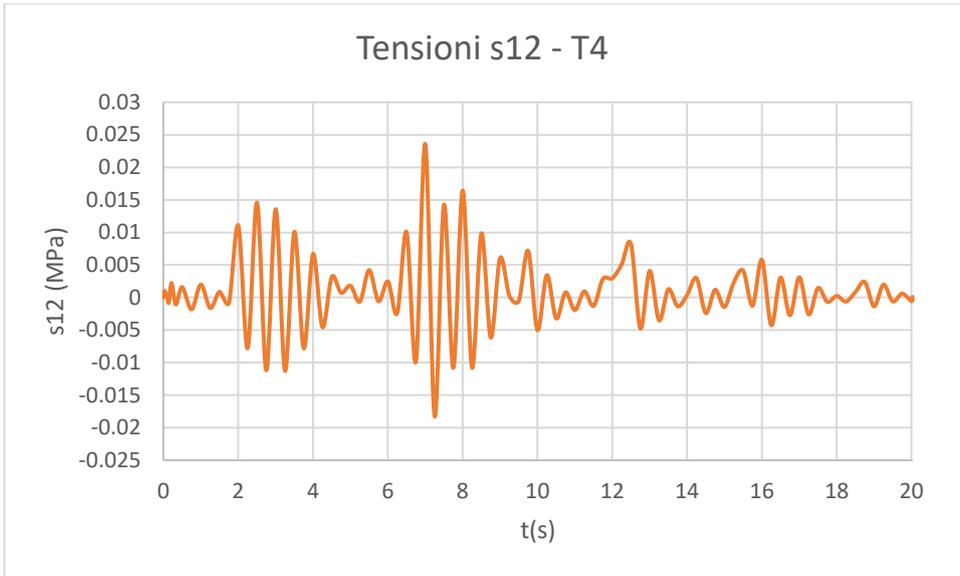


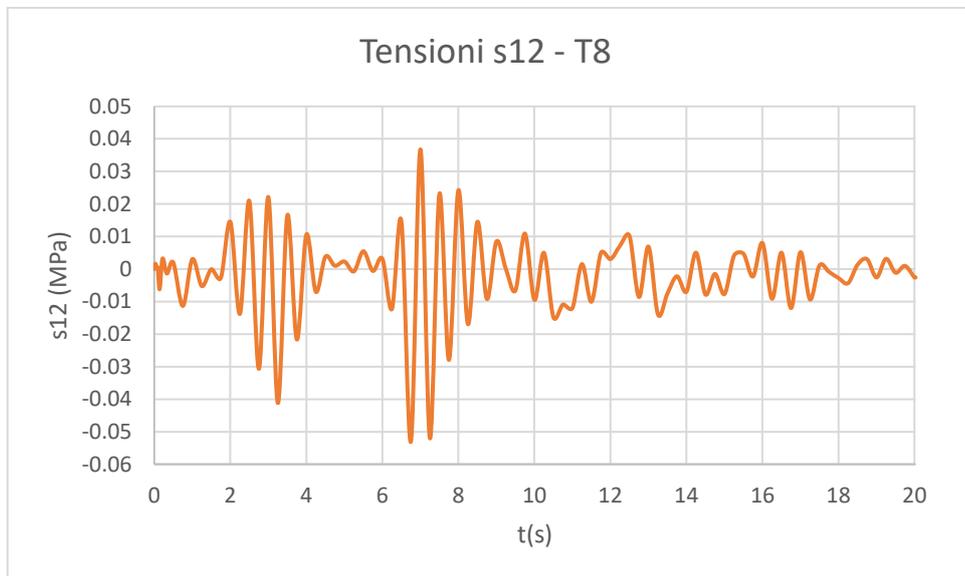
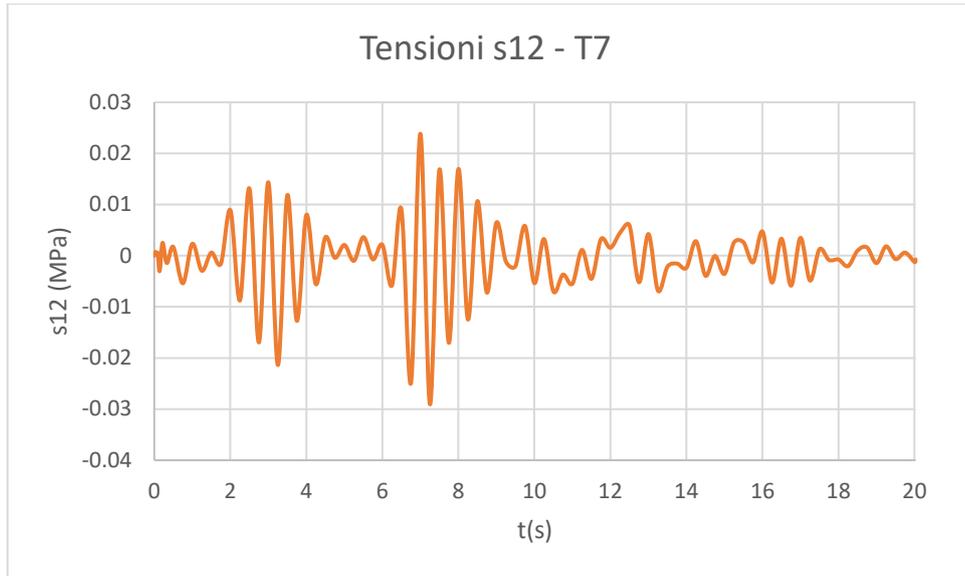




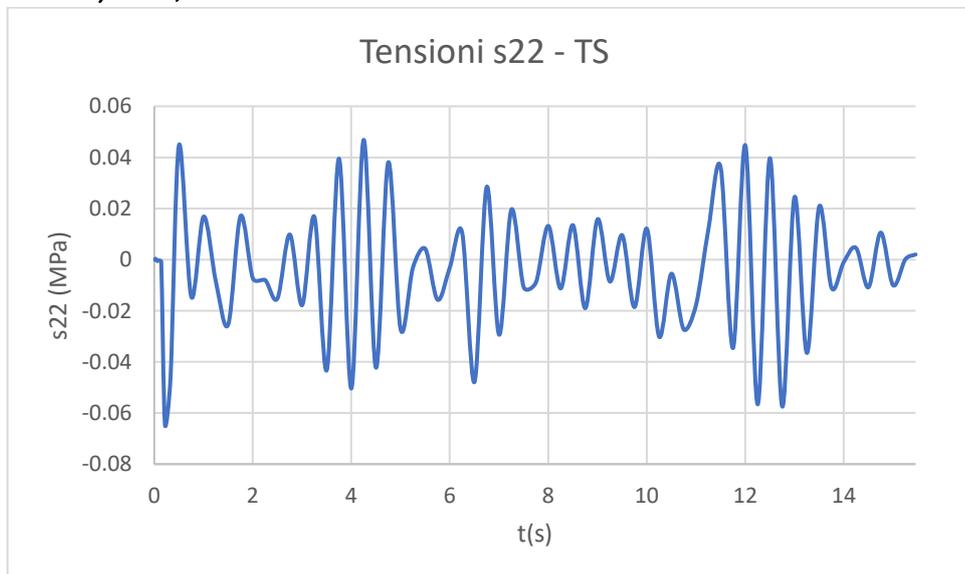


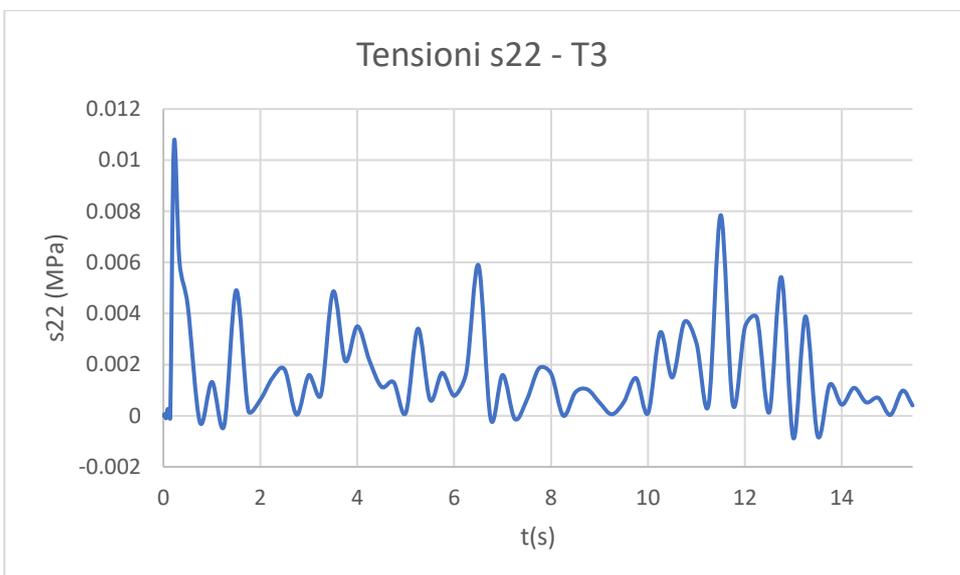
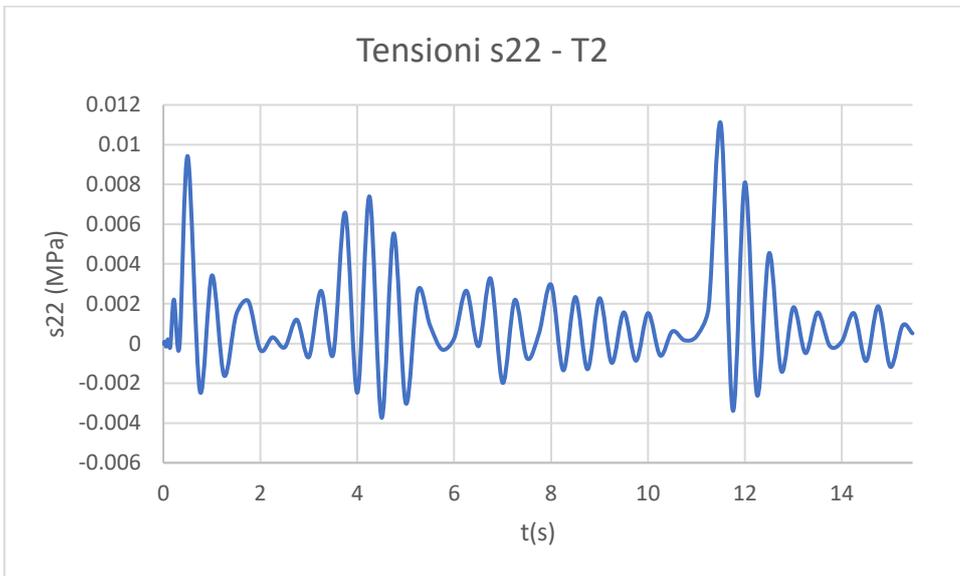
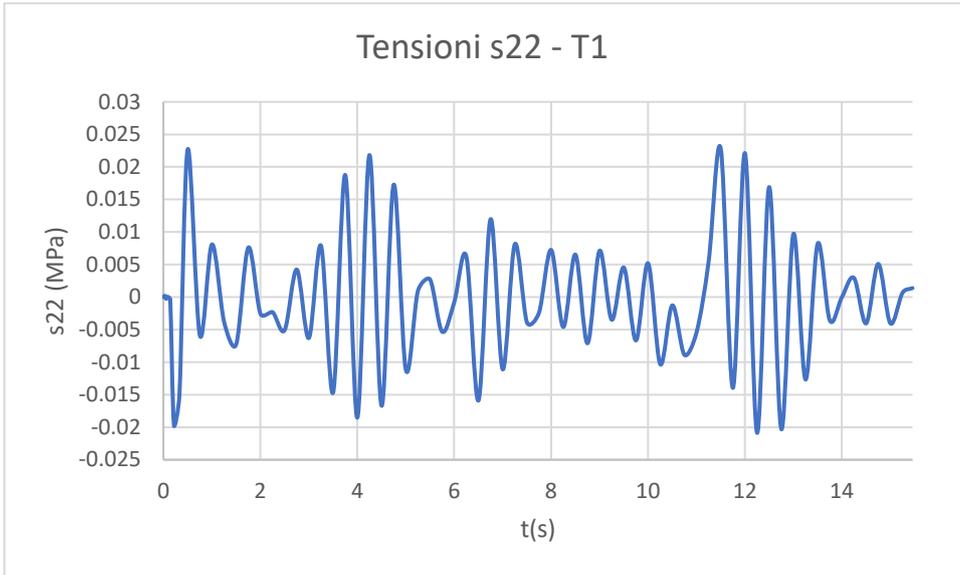


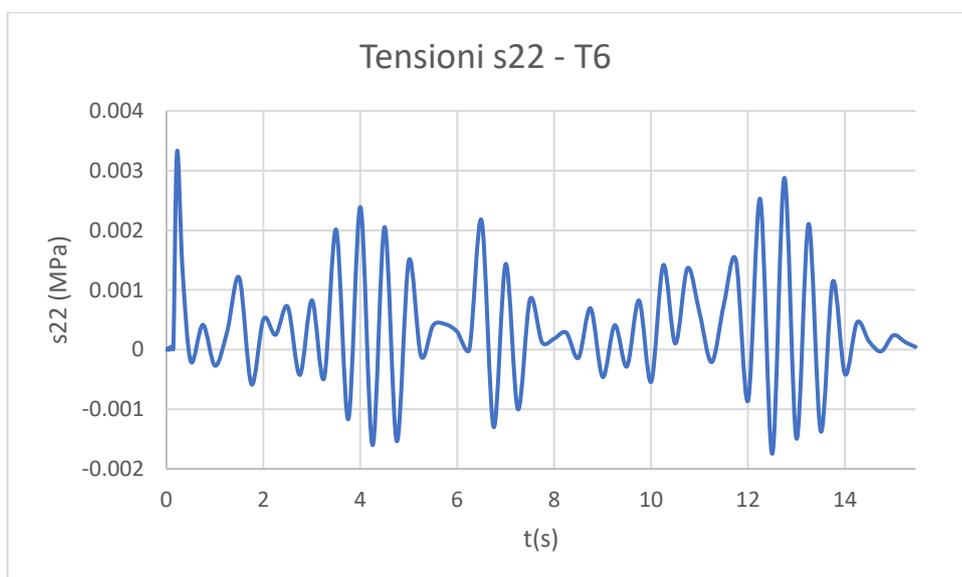
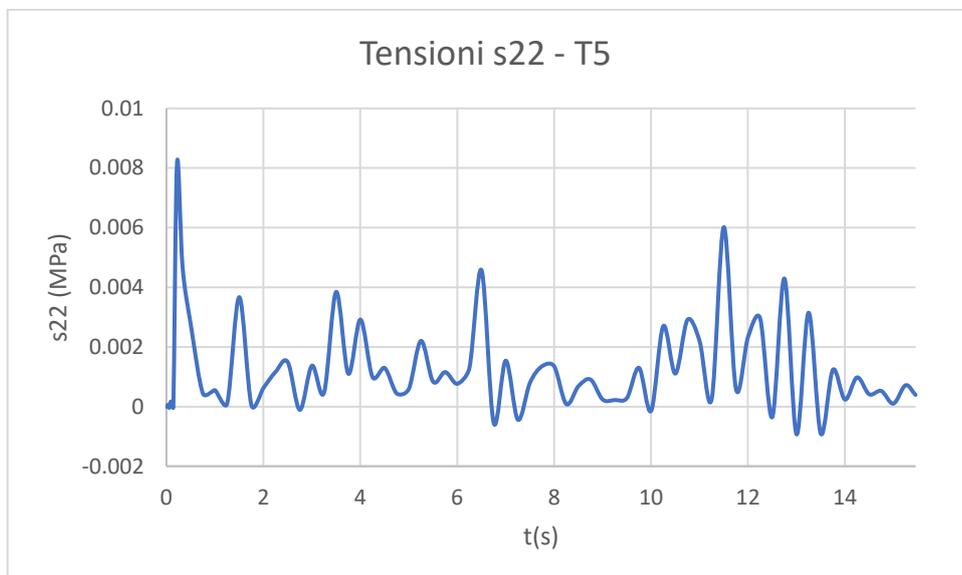
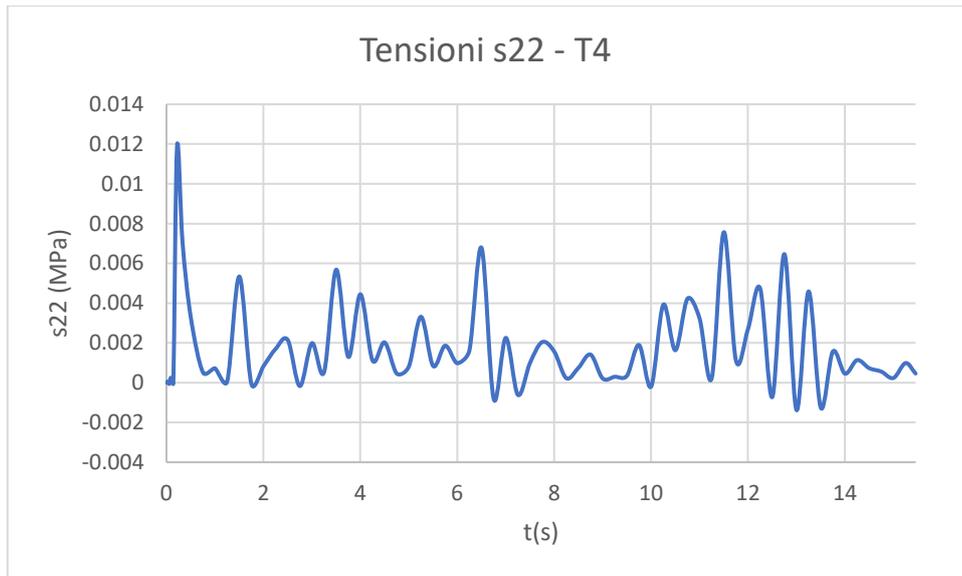


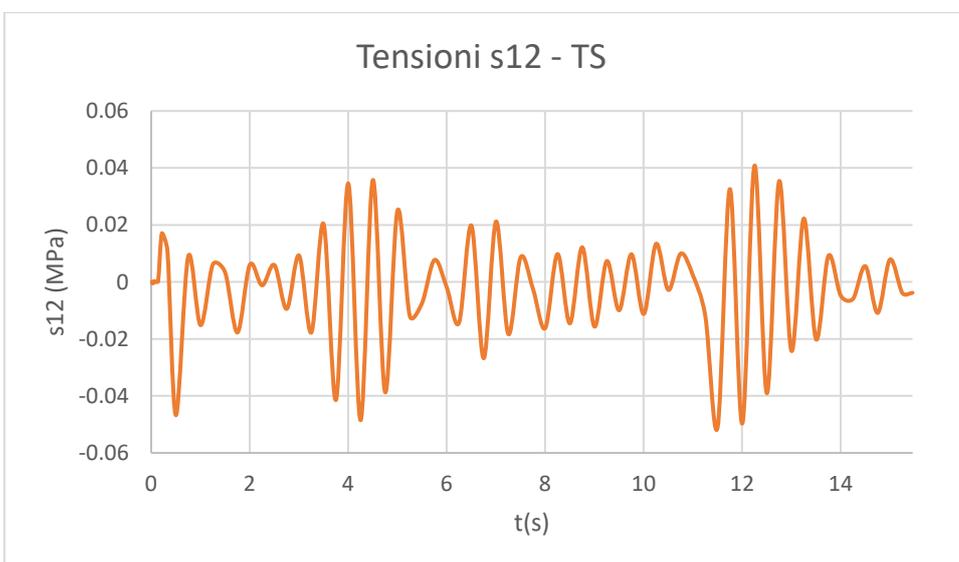
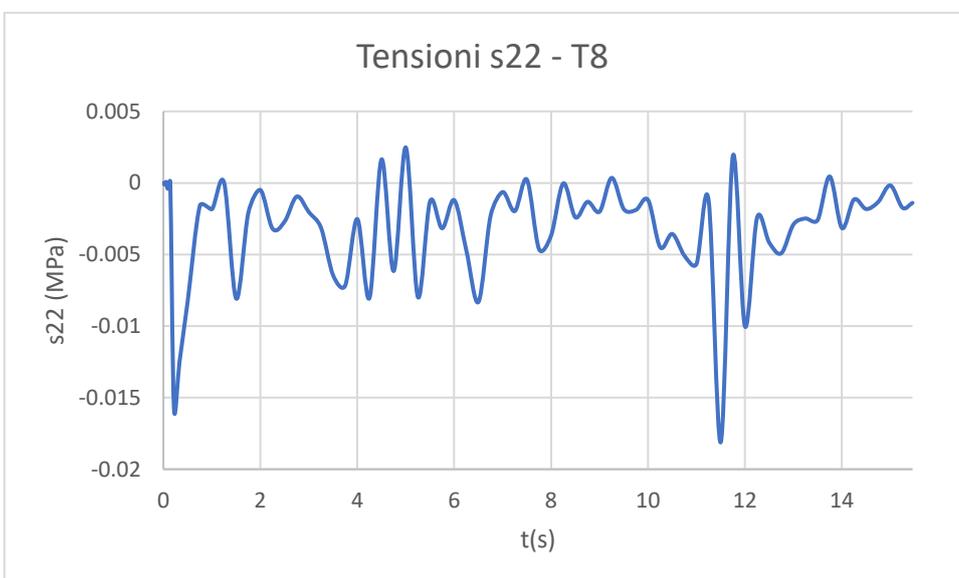
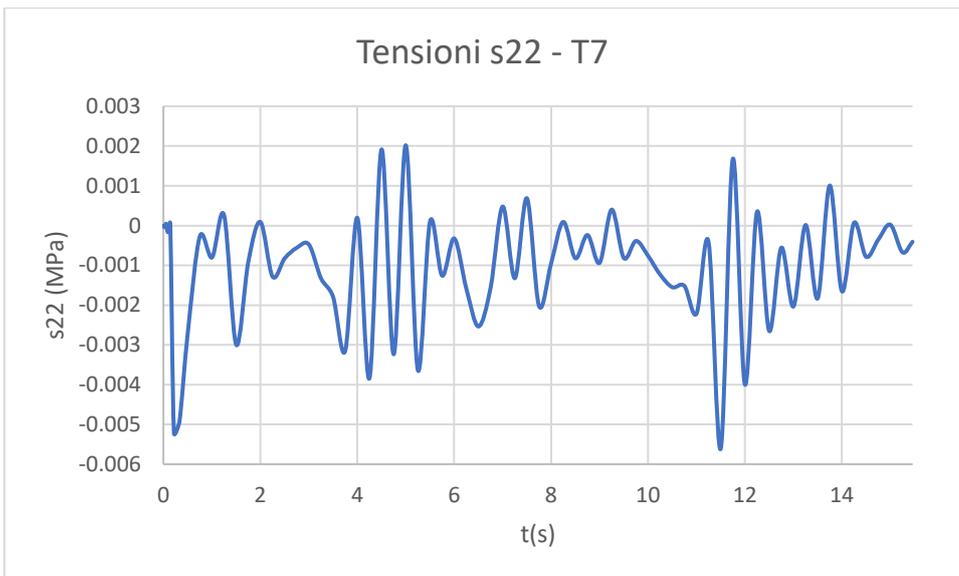


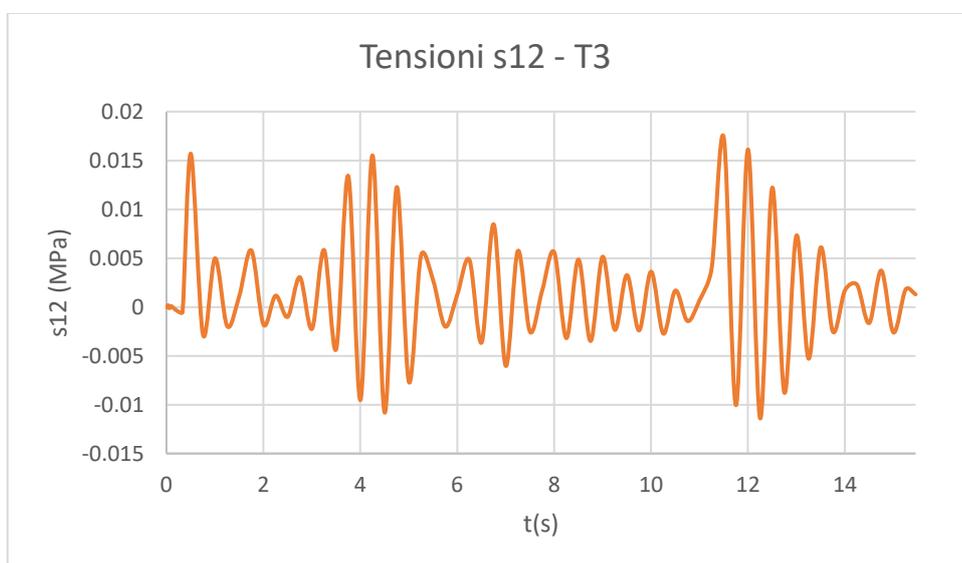
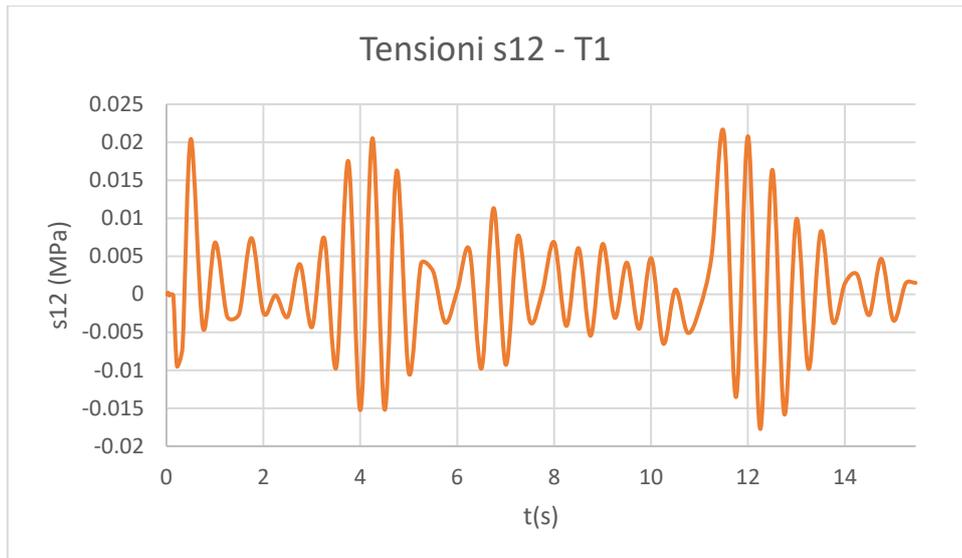
#### A3.1.1.2.2 Time history REC2, ID 1899

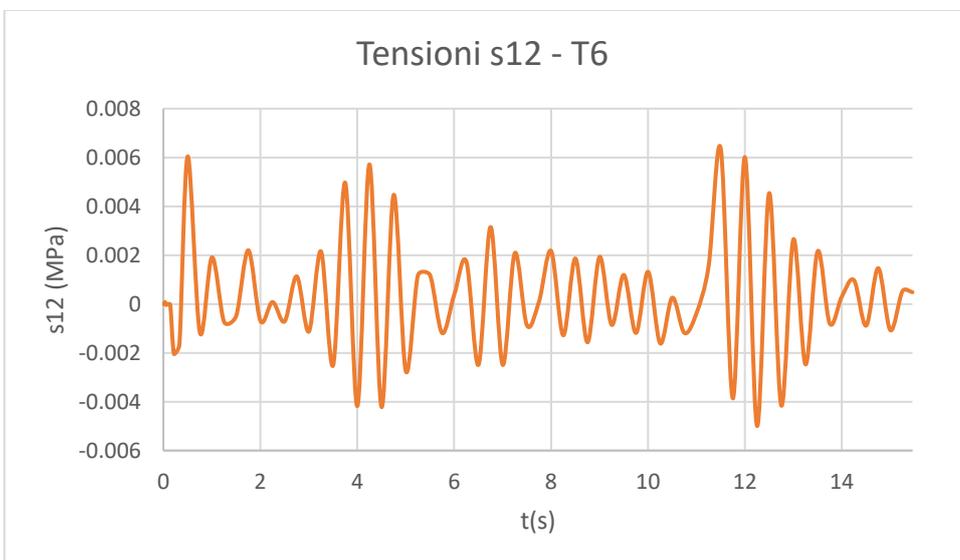
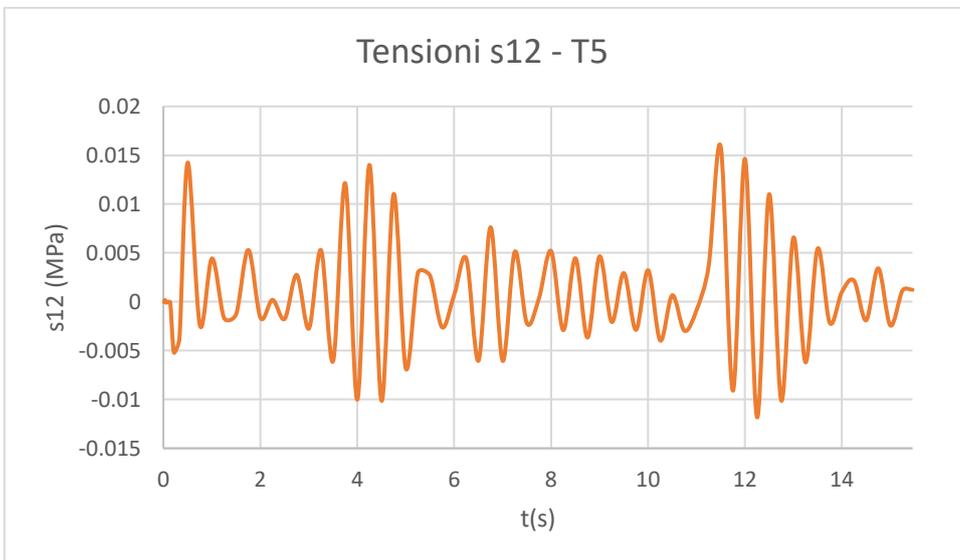


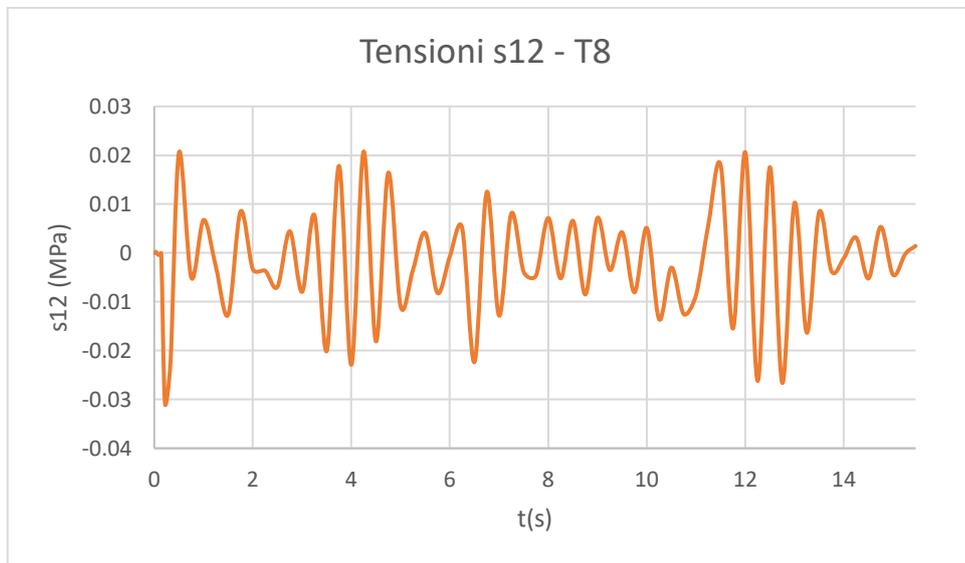
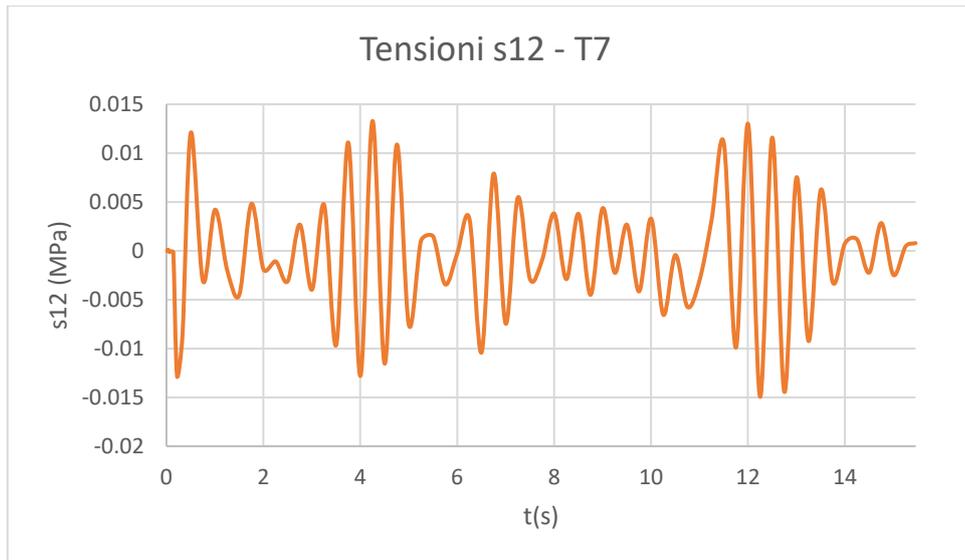




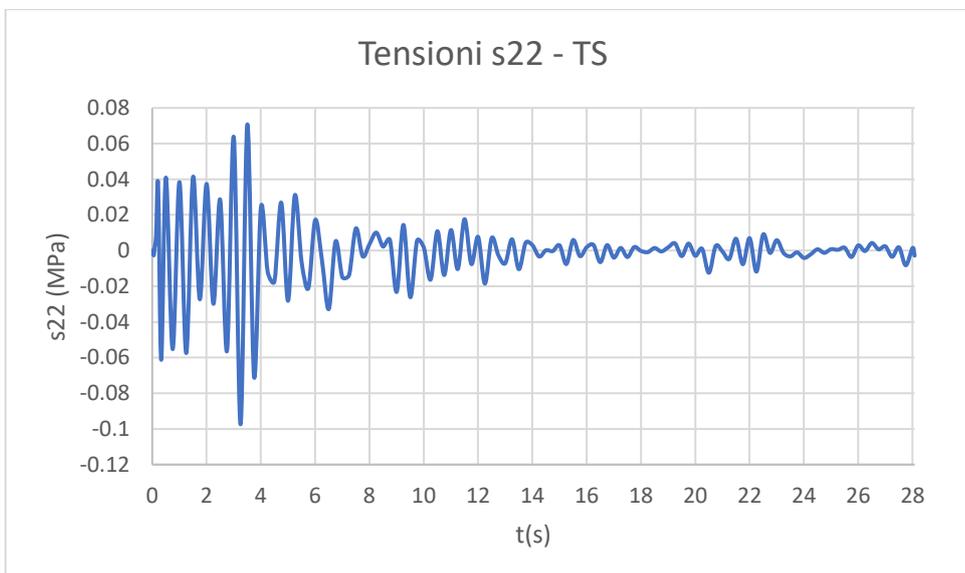


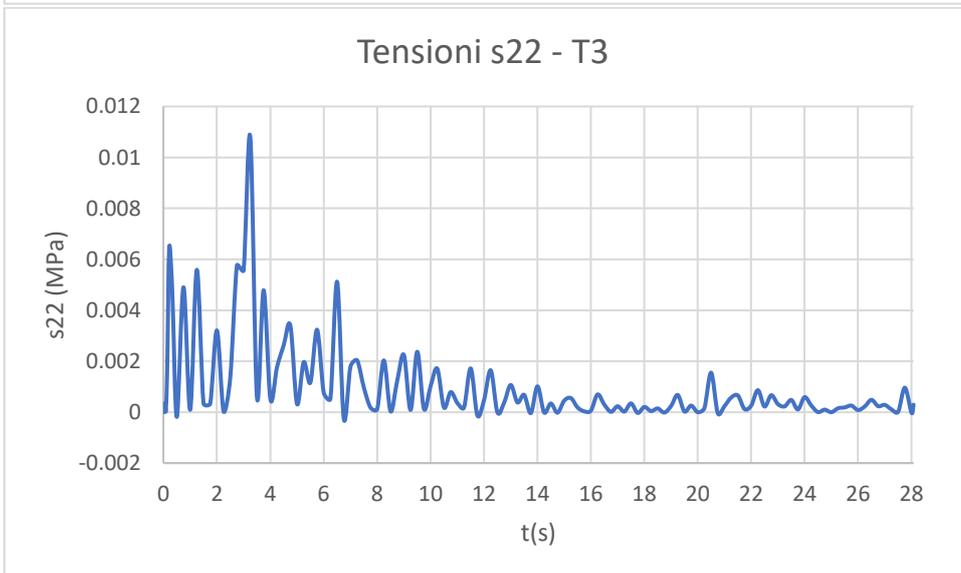
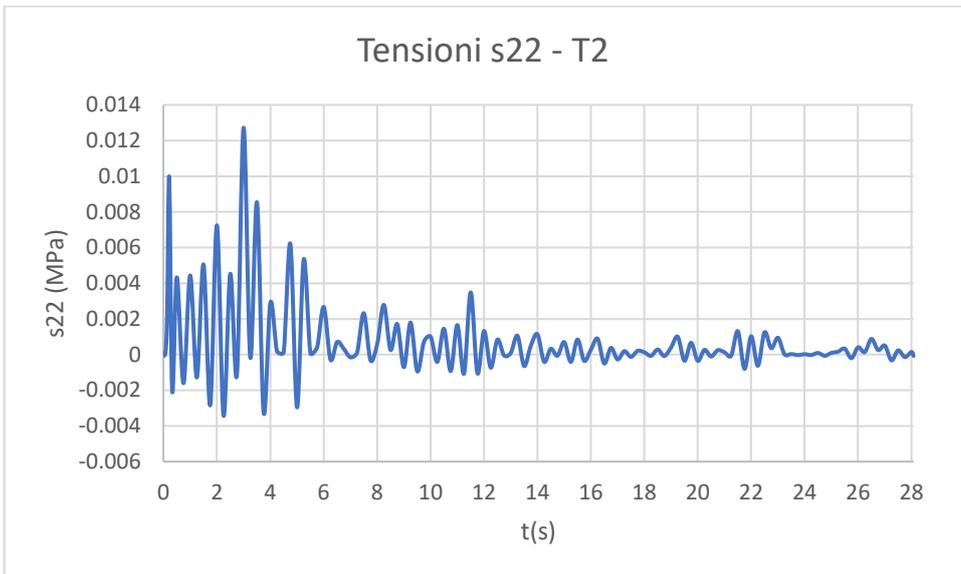
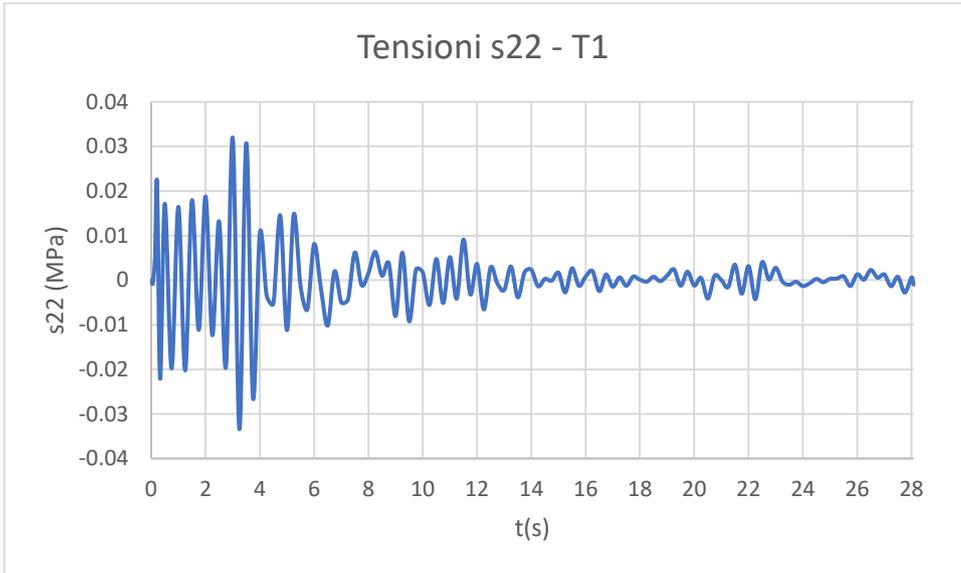


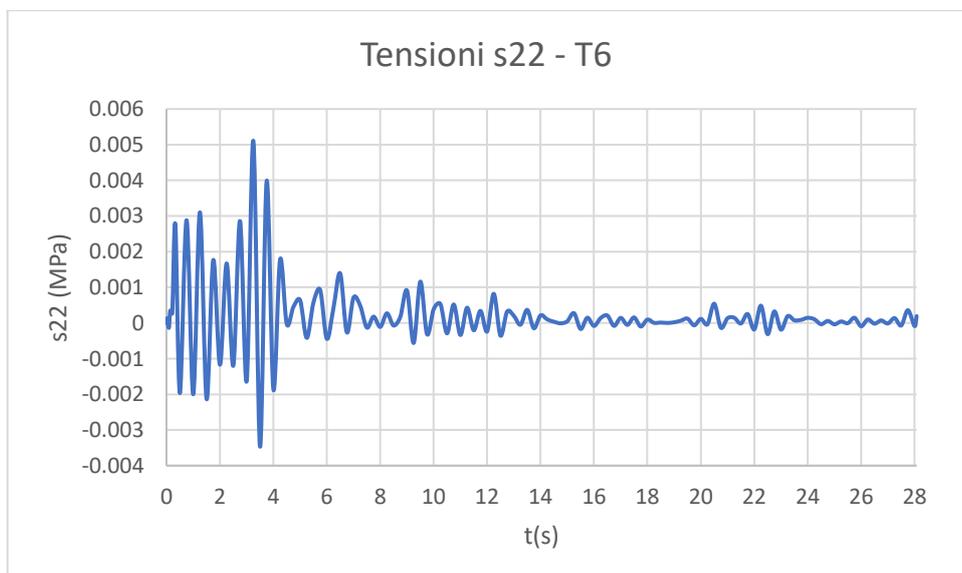
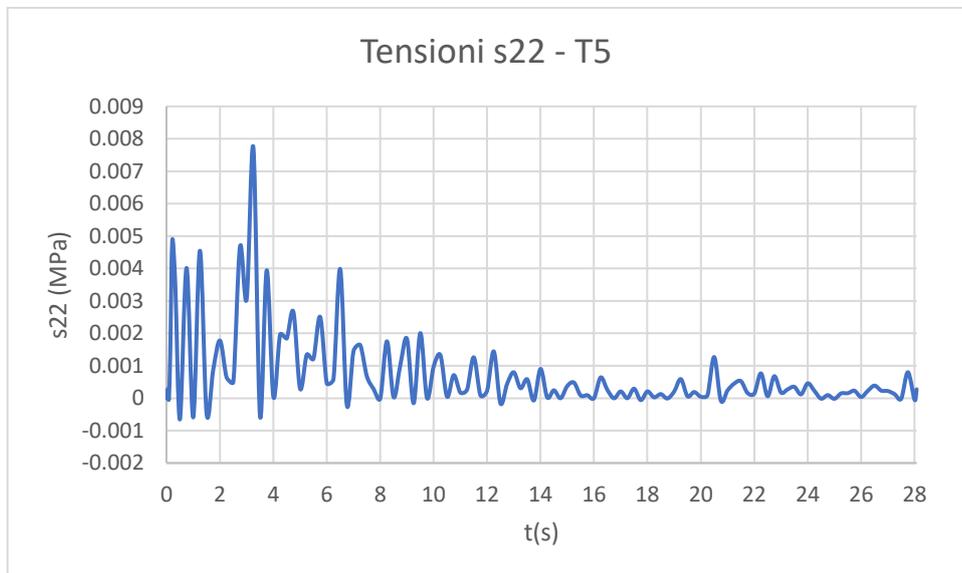
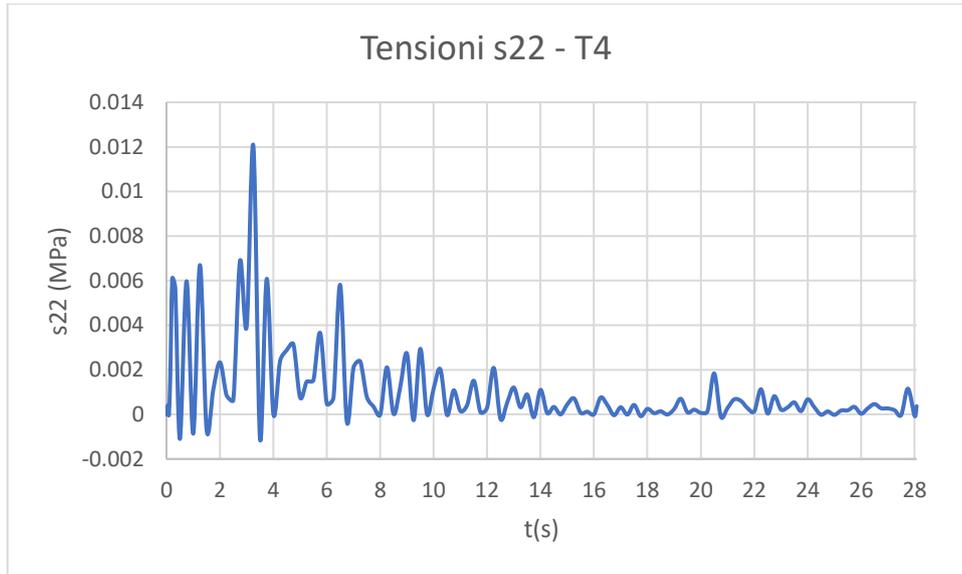


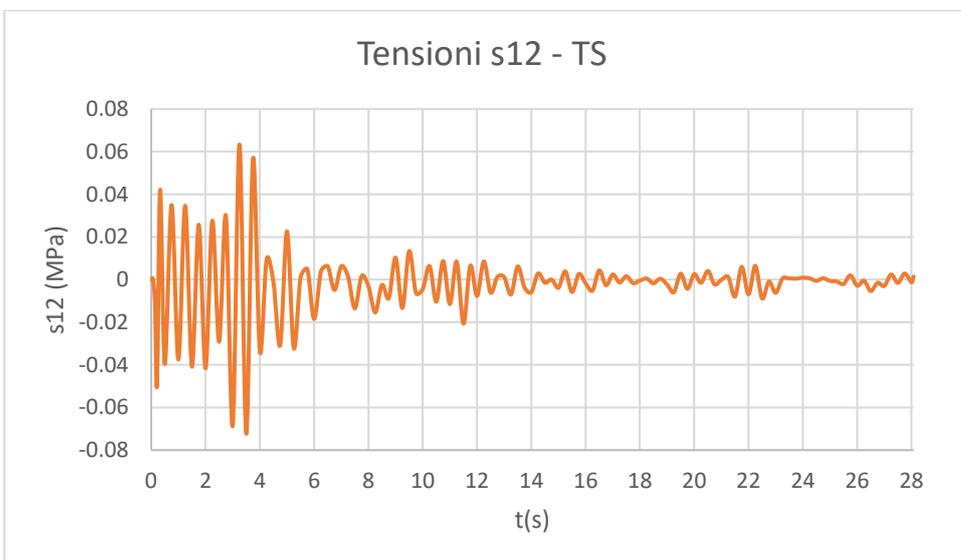
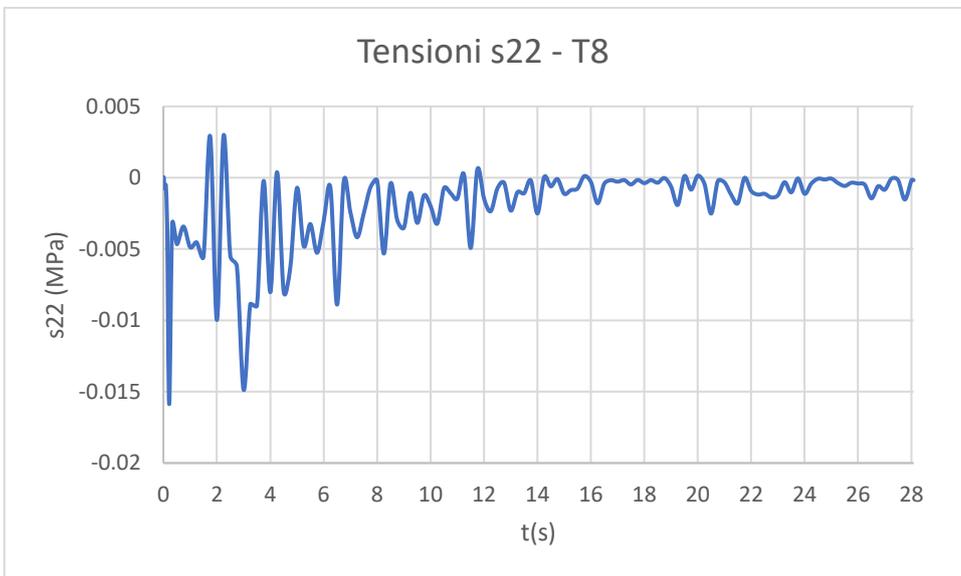
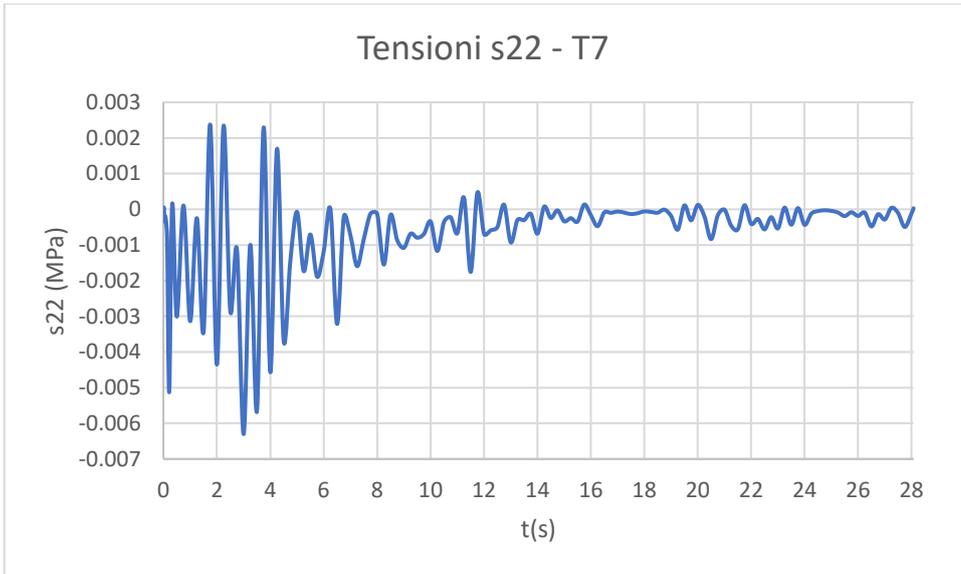


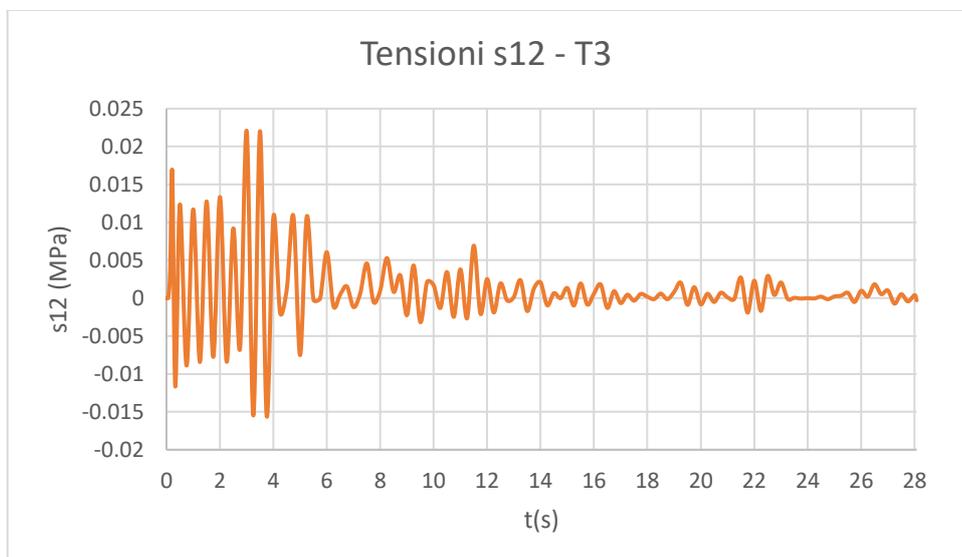
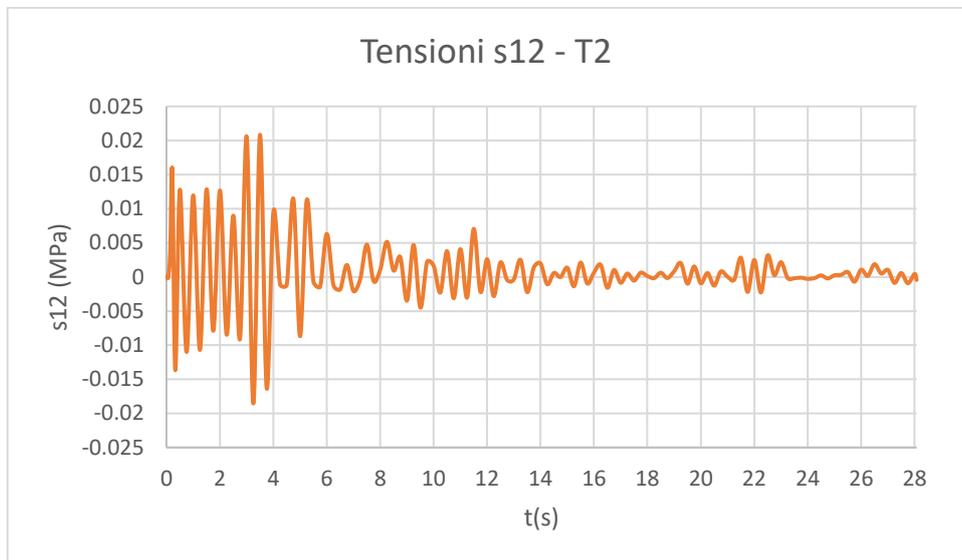
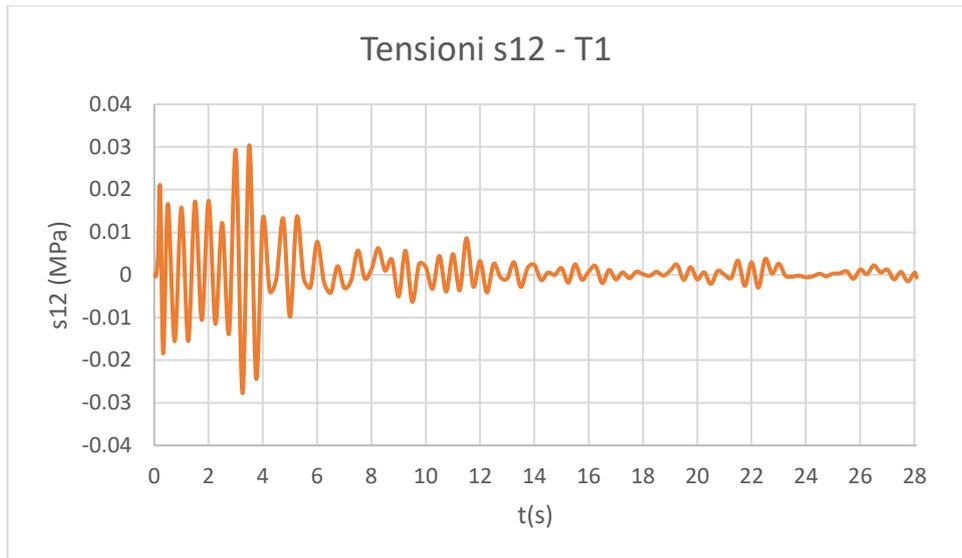
**A3.1.2.3 Time history REC3, ID 605**

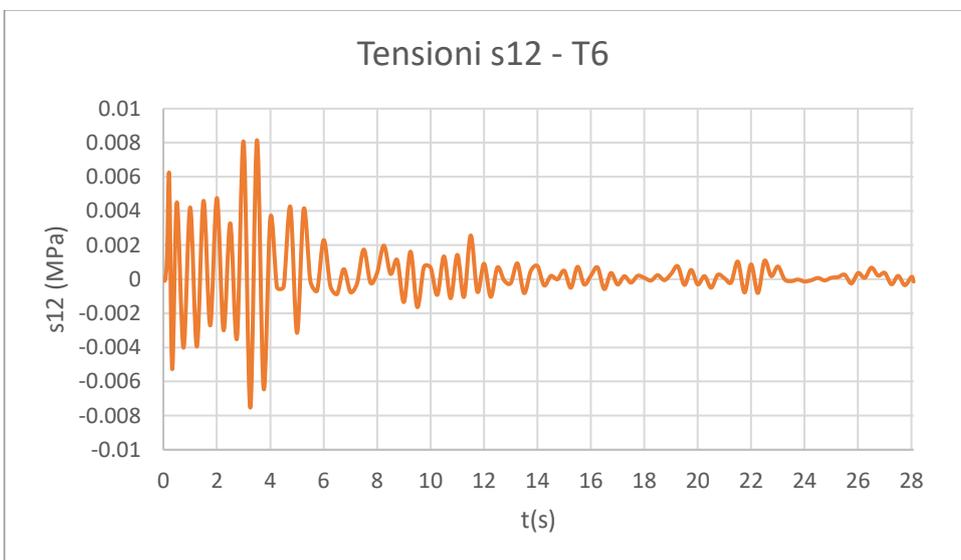
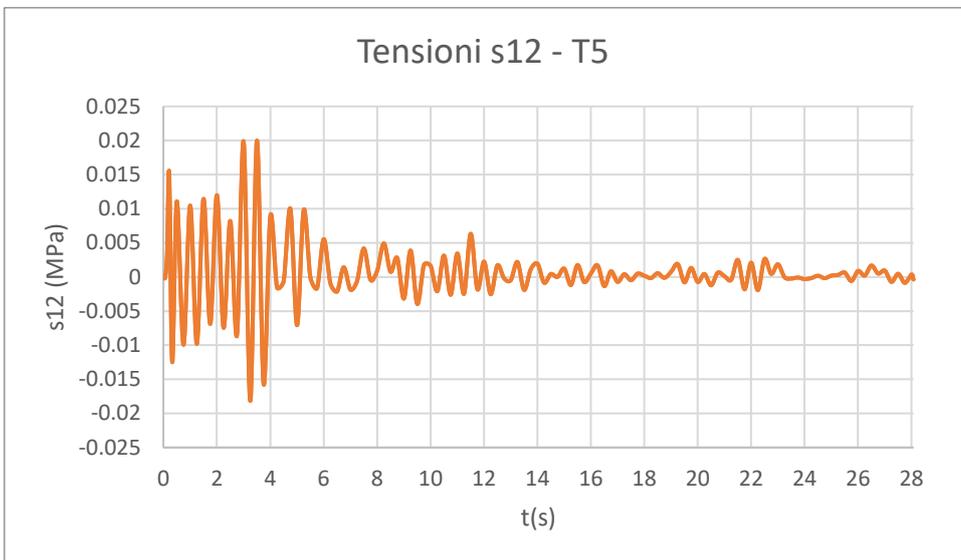
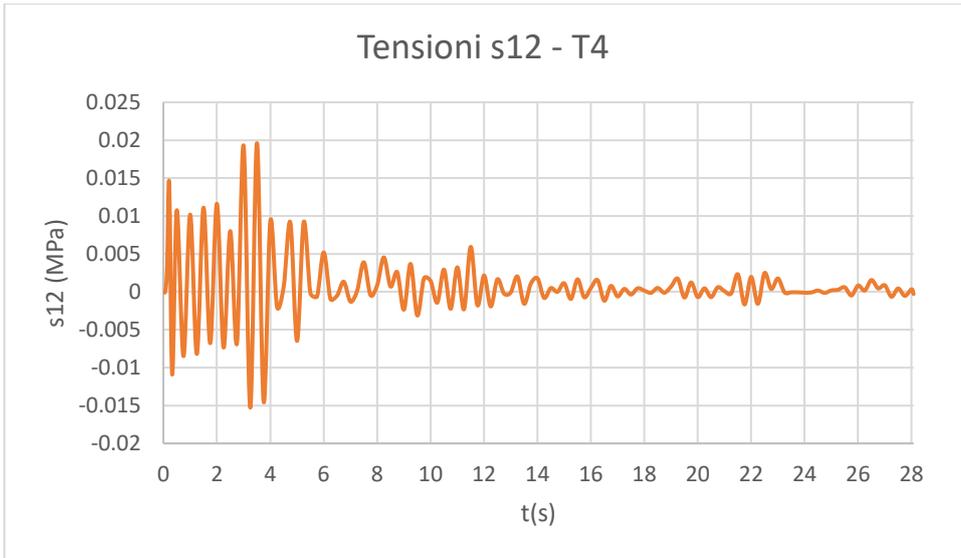


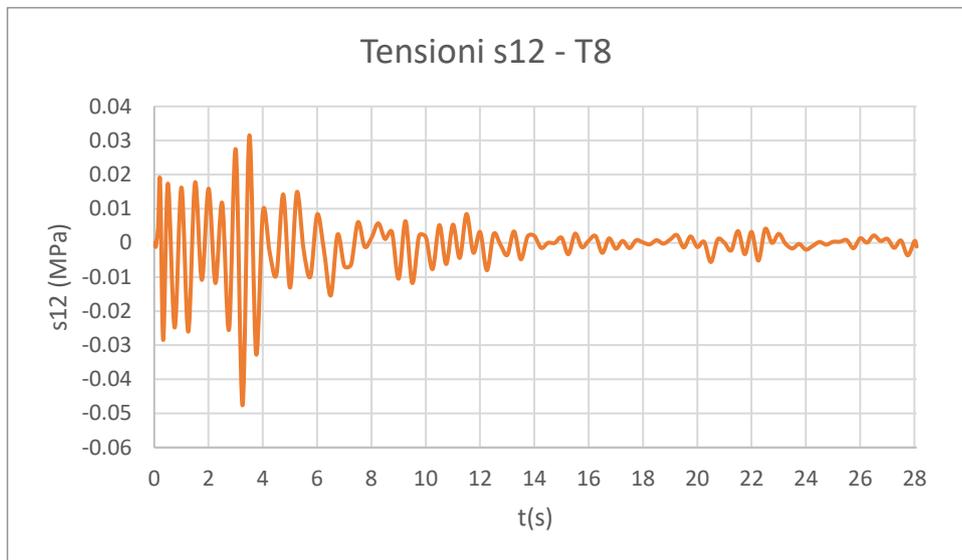
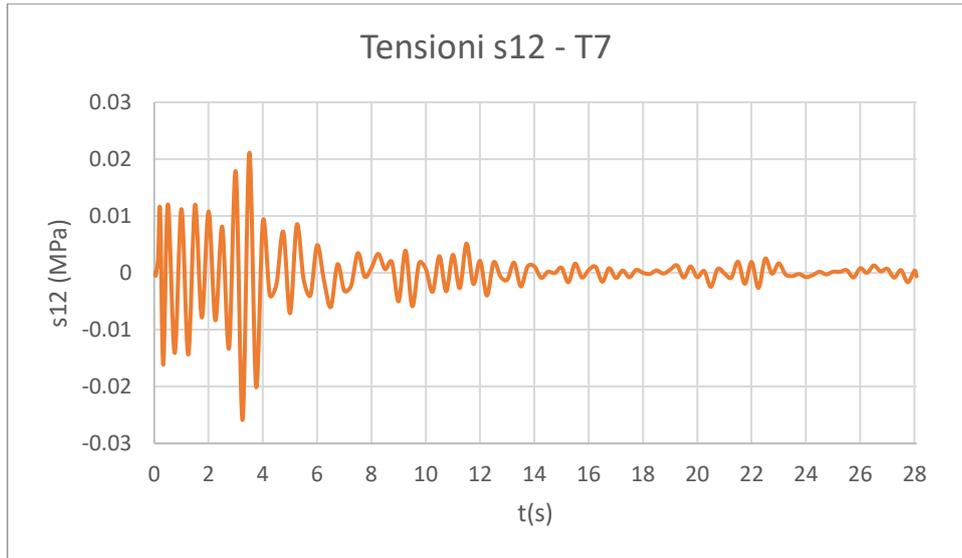




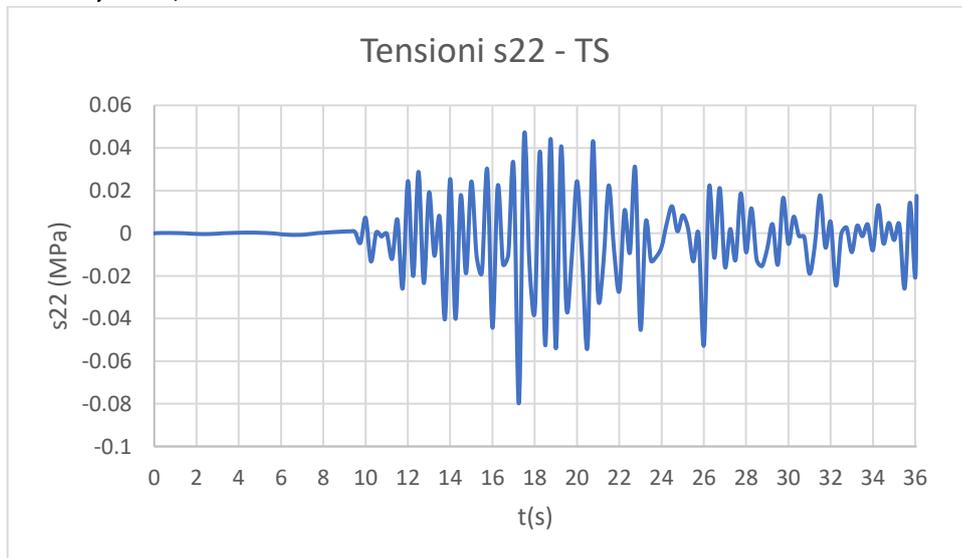


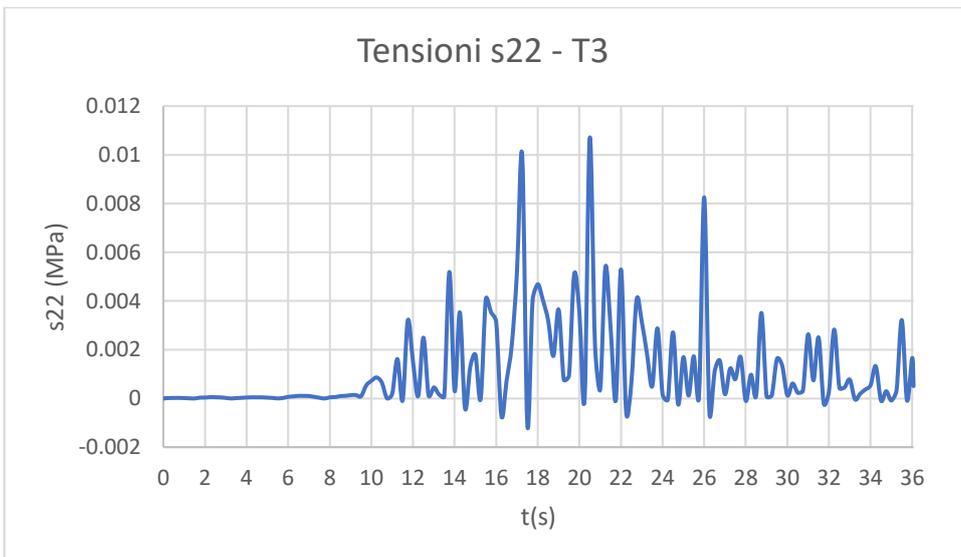
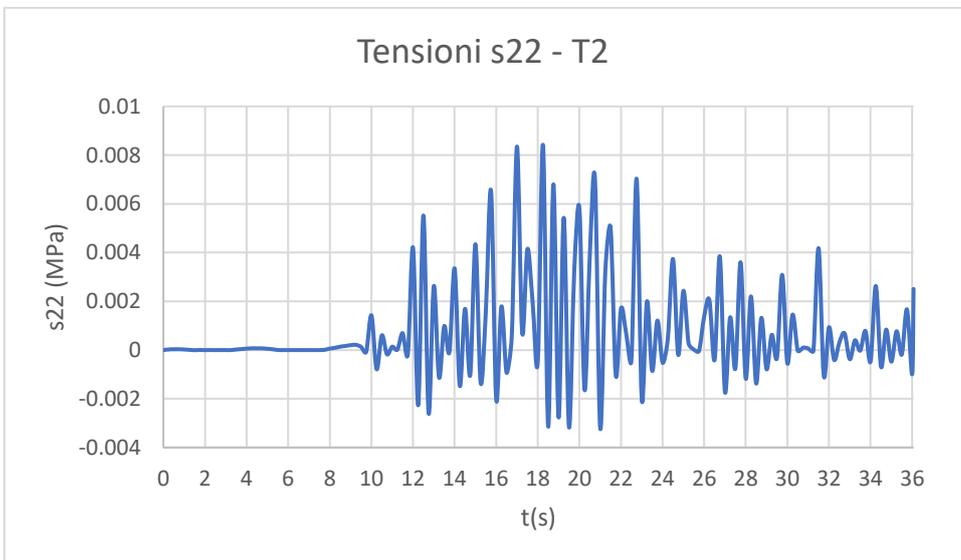
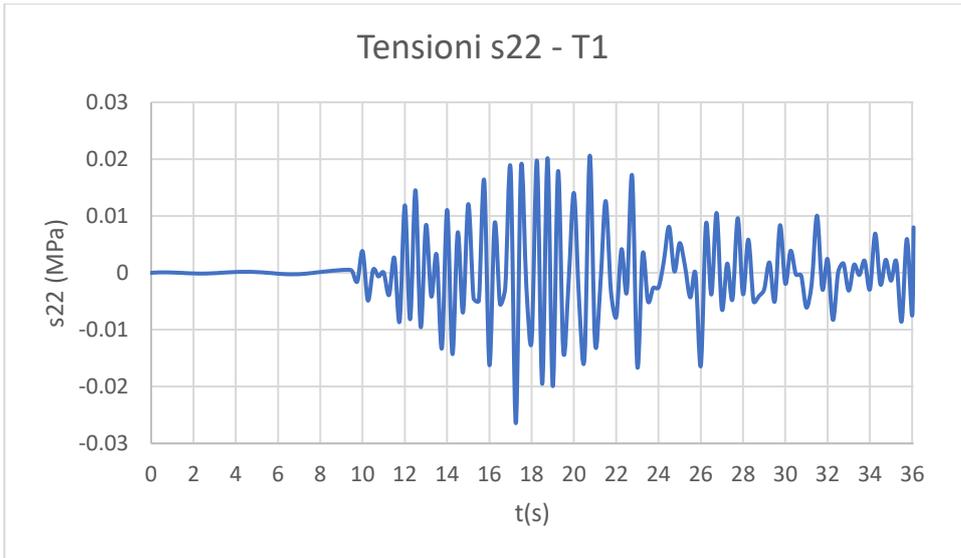


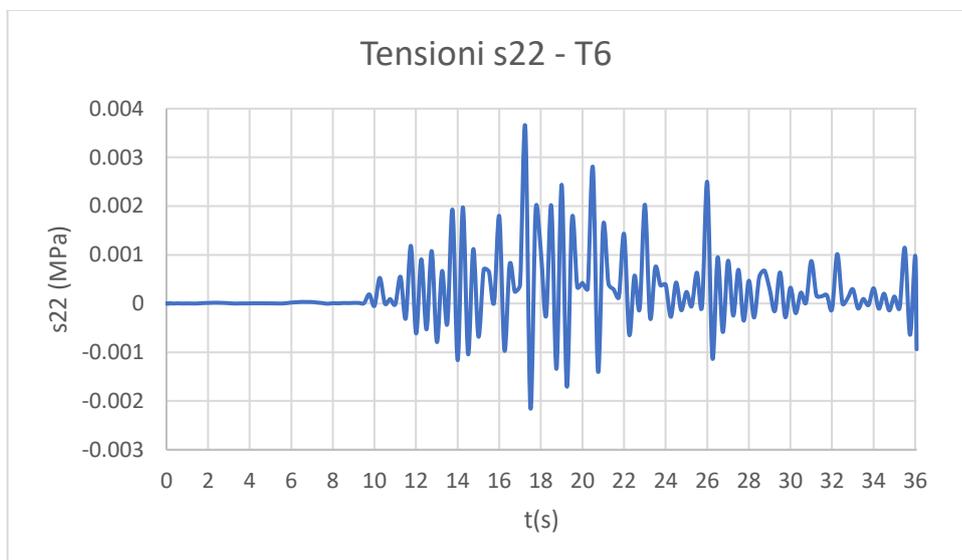
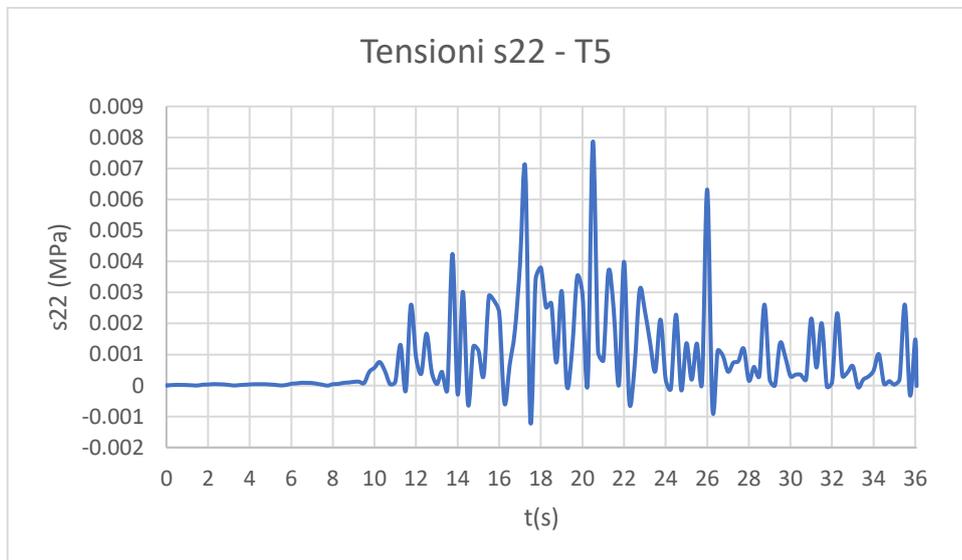
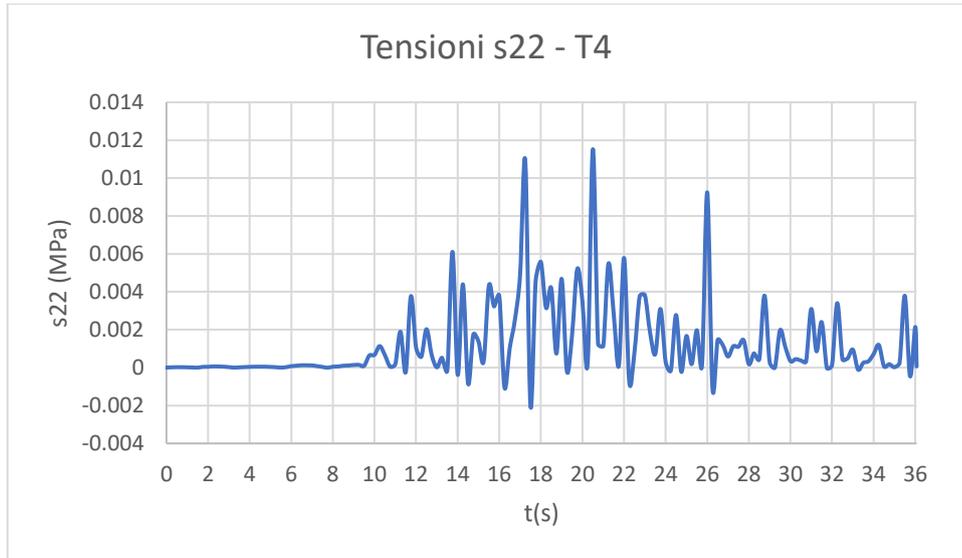


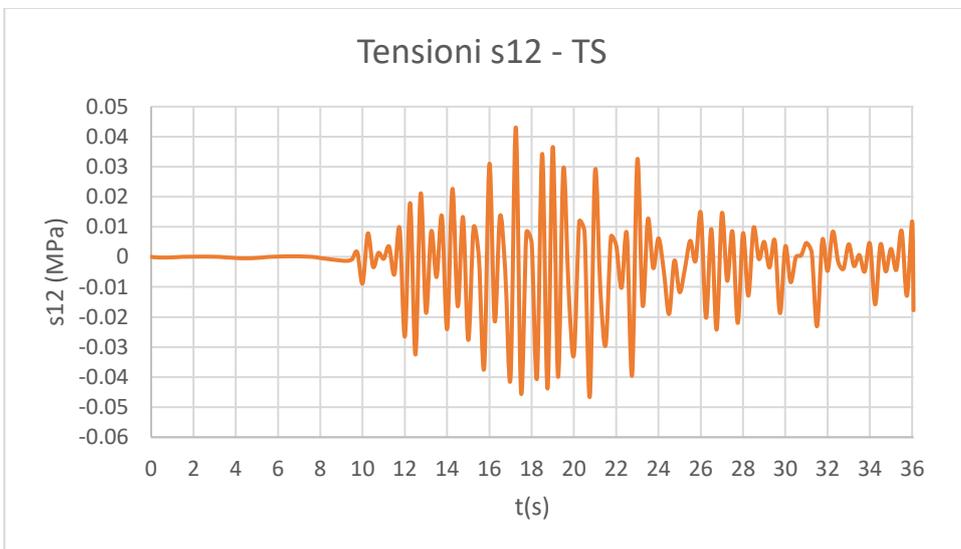
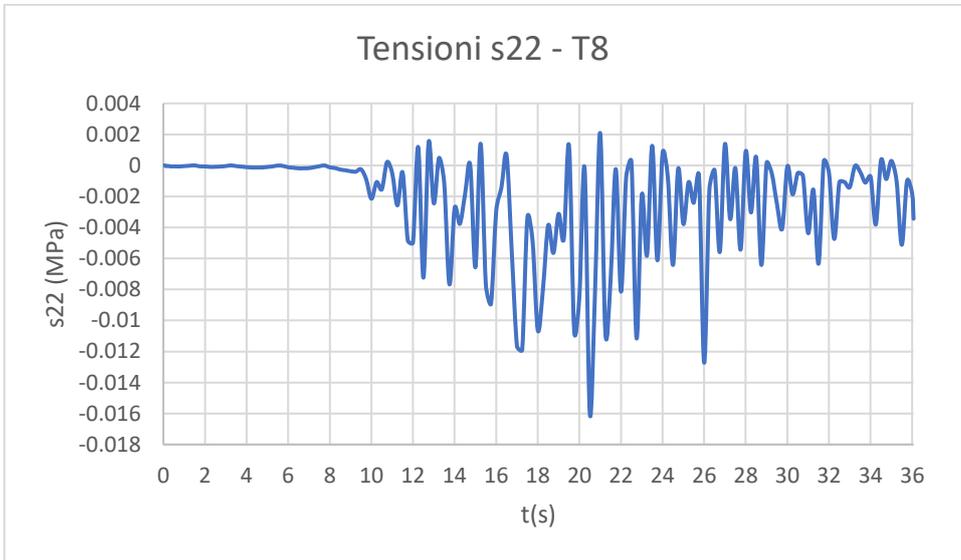
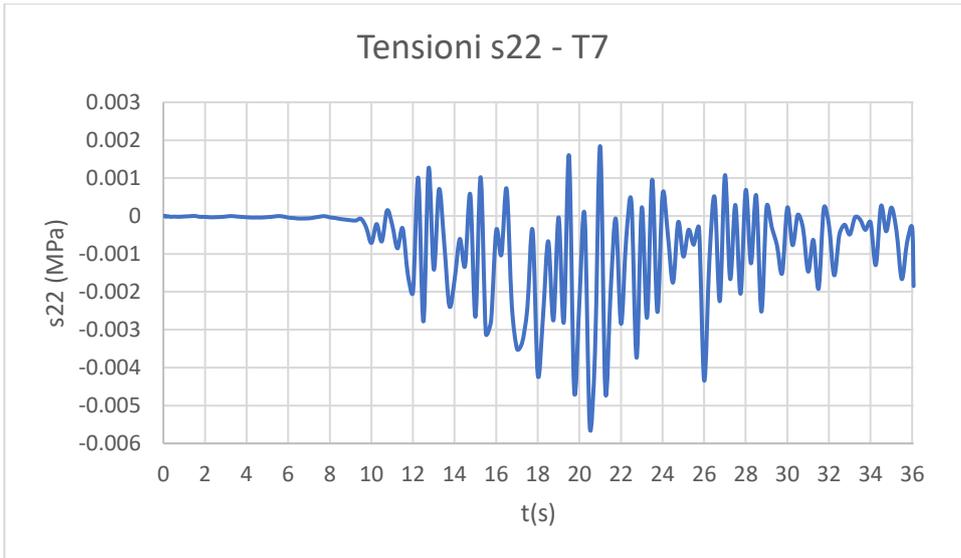


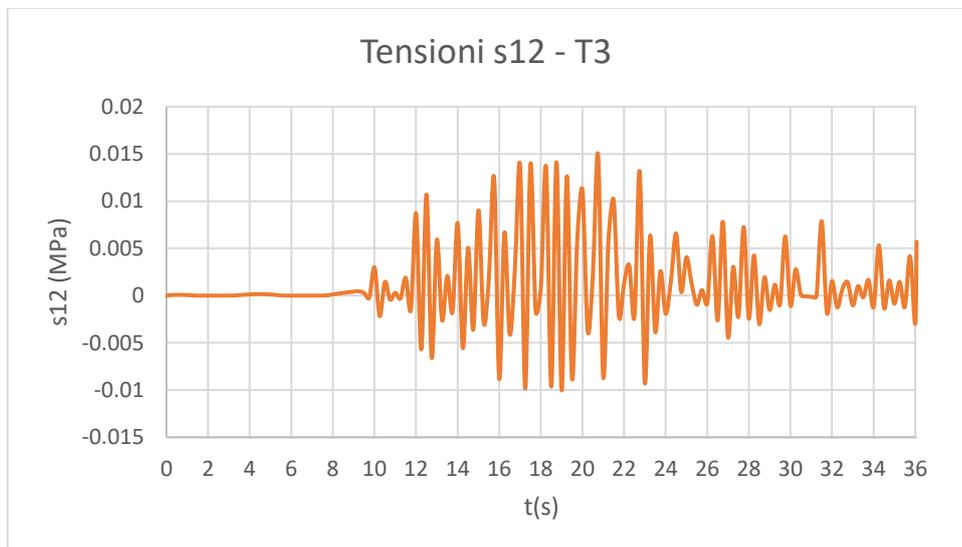
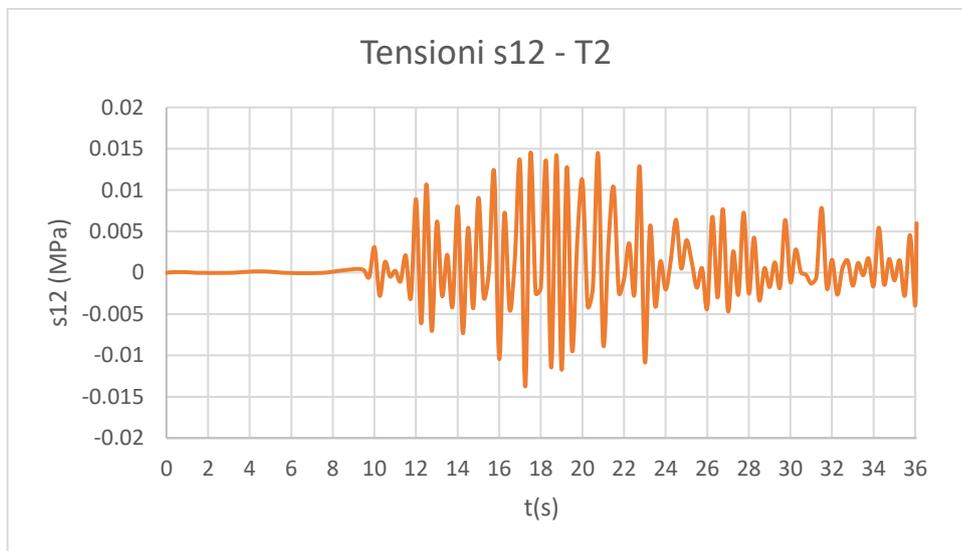
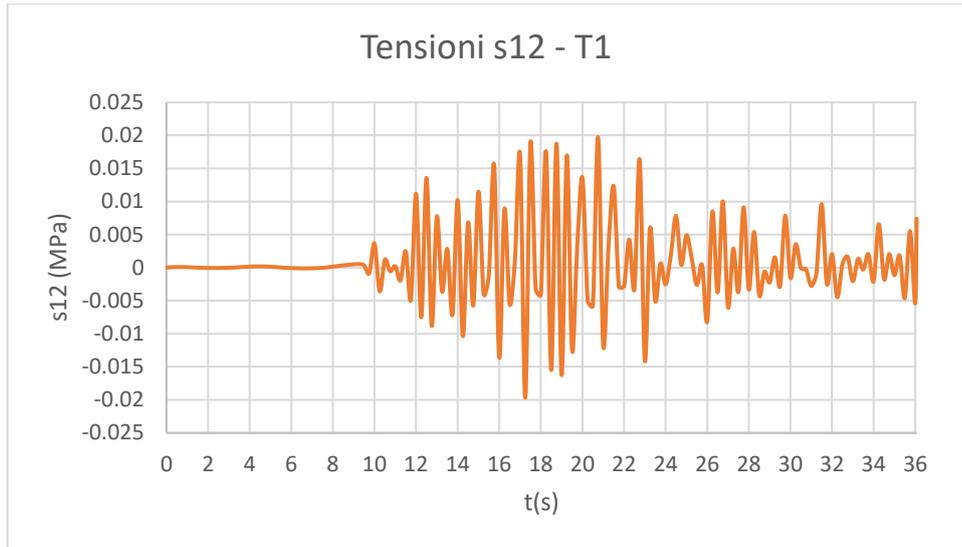
#### A3.1.2.4 Time history REC4, ID 4560

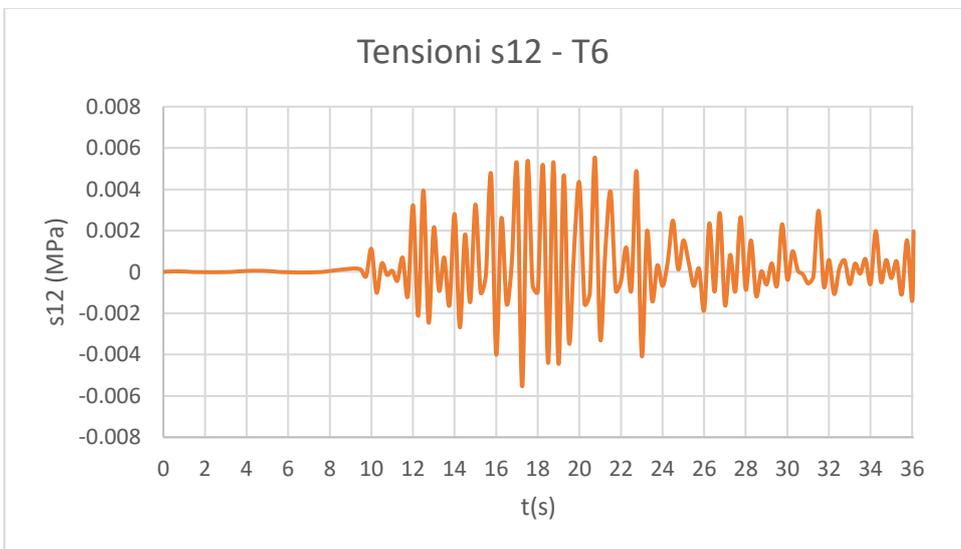
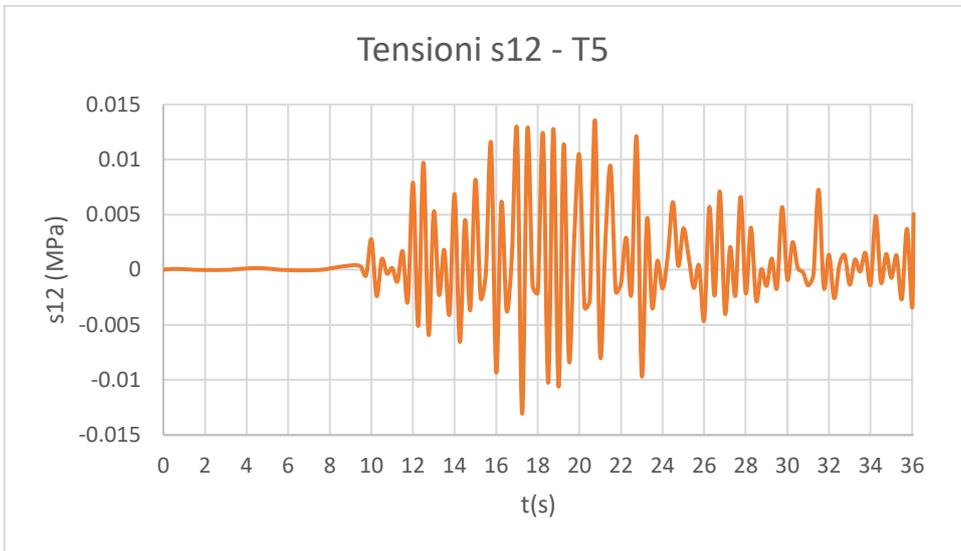
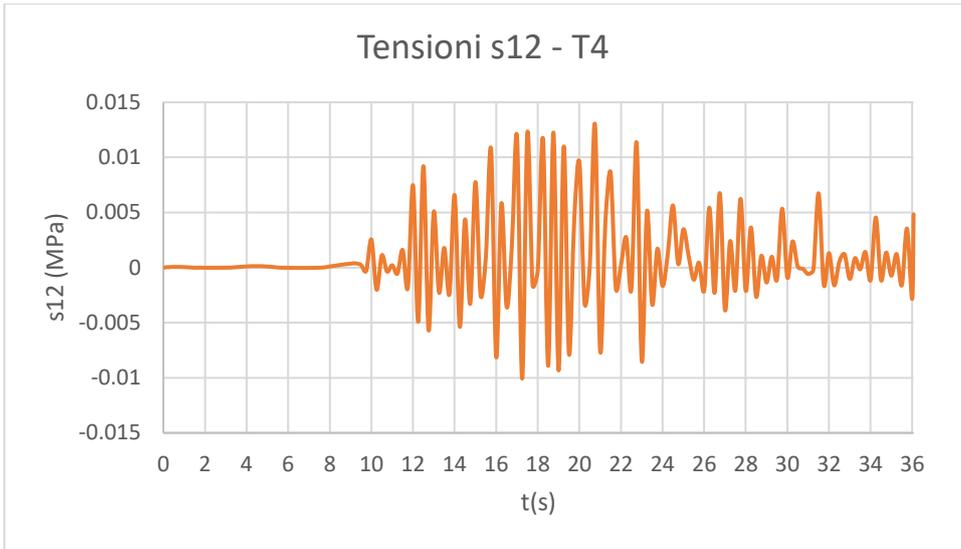


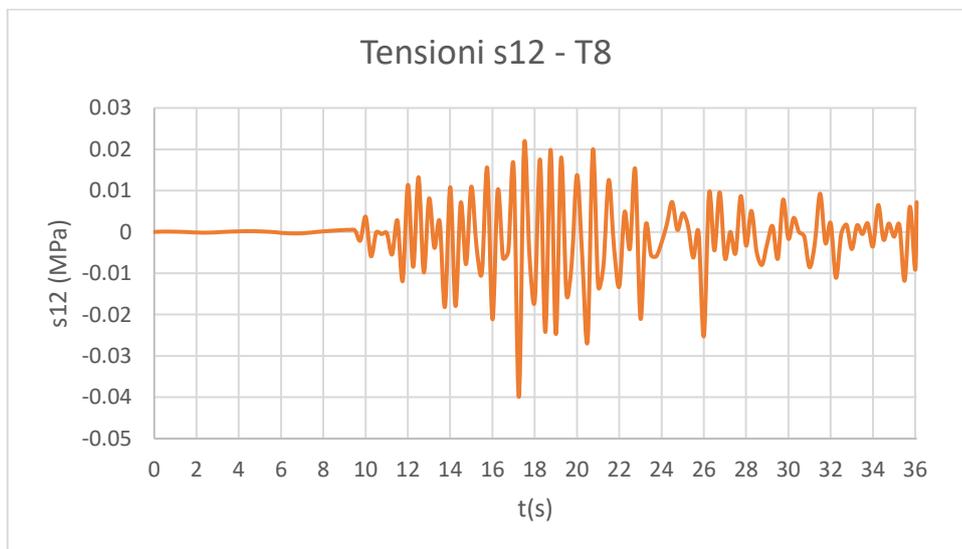
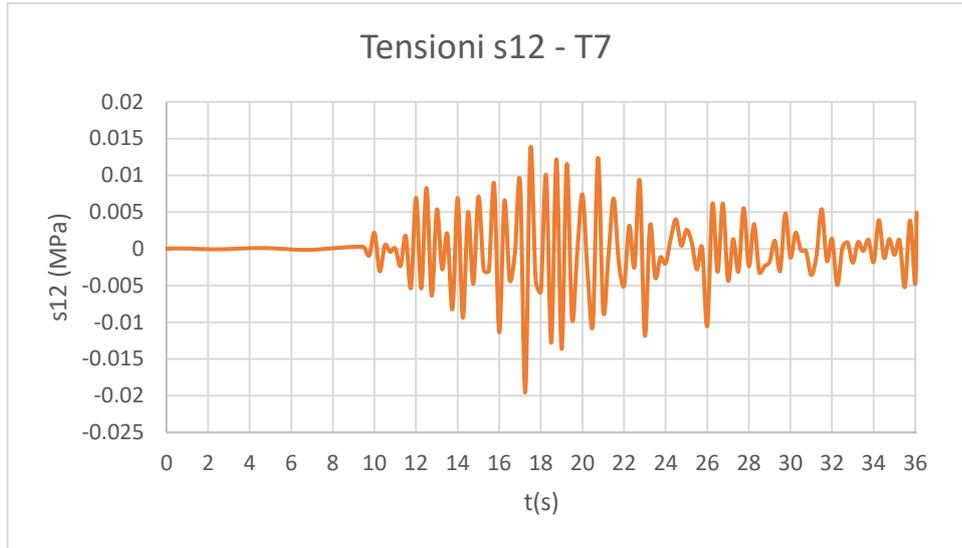




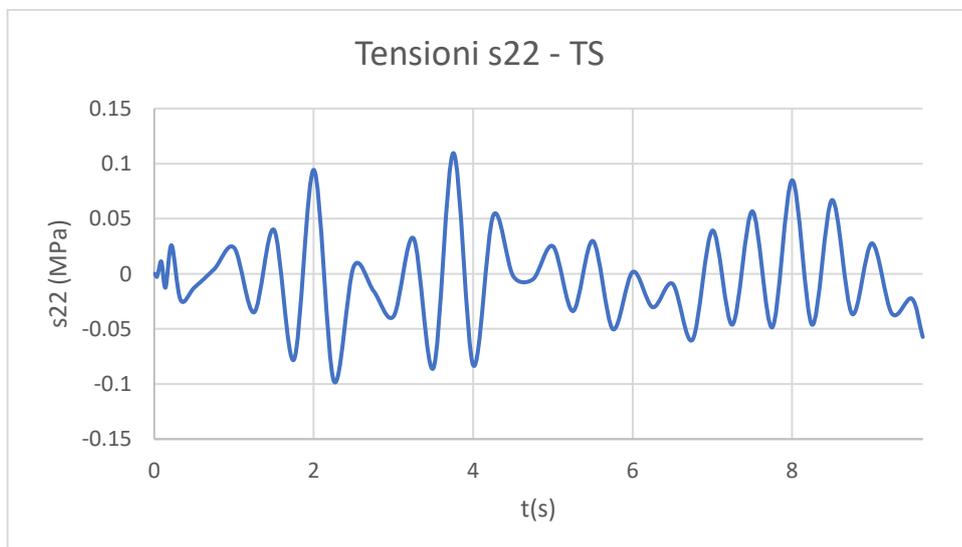


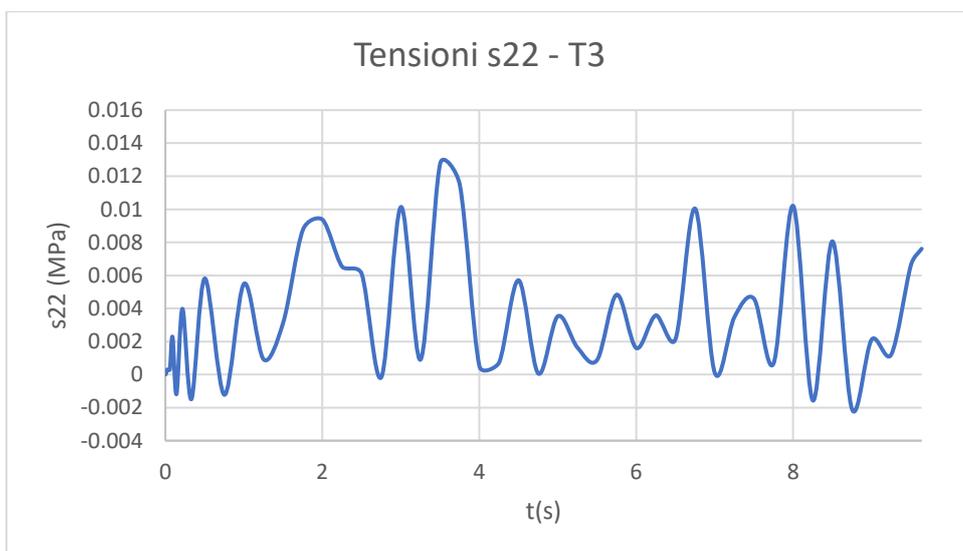
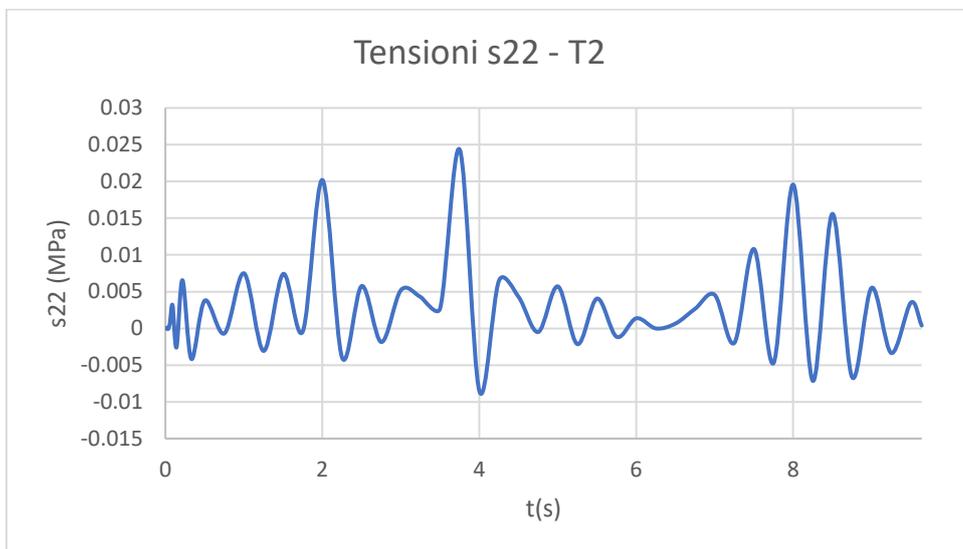
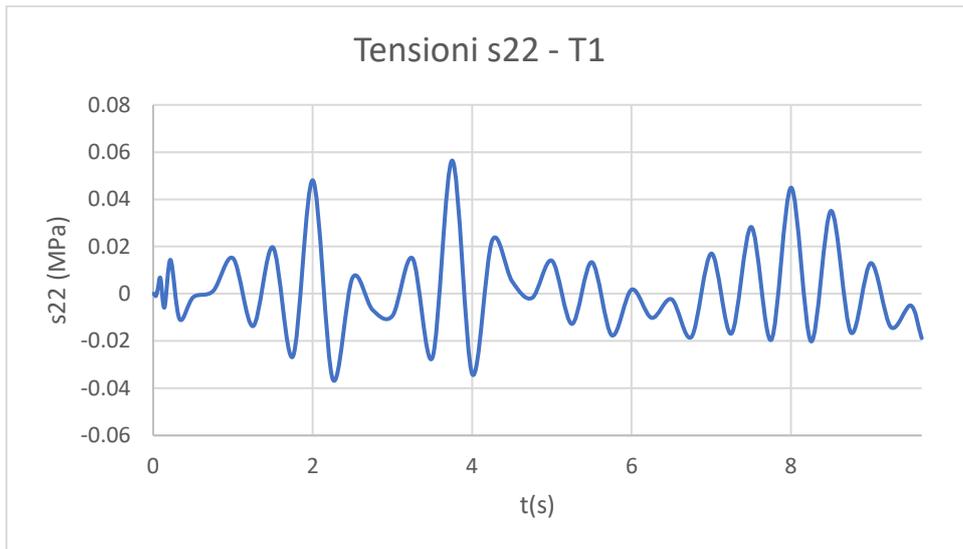


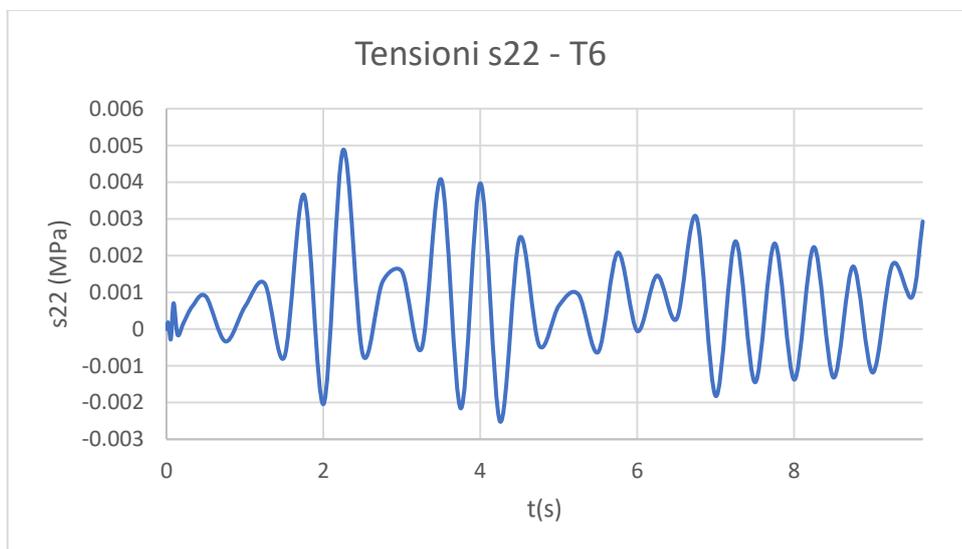
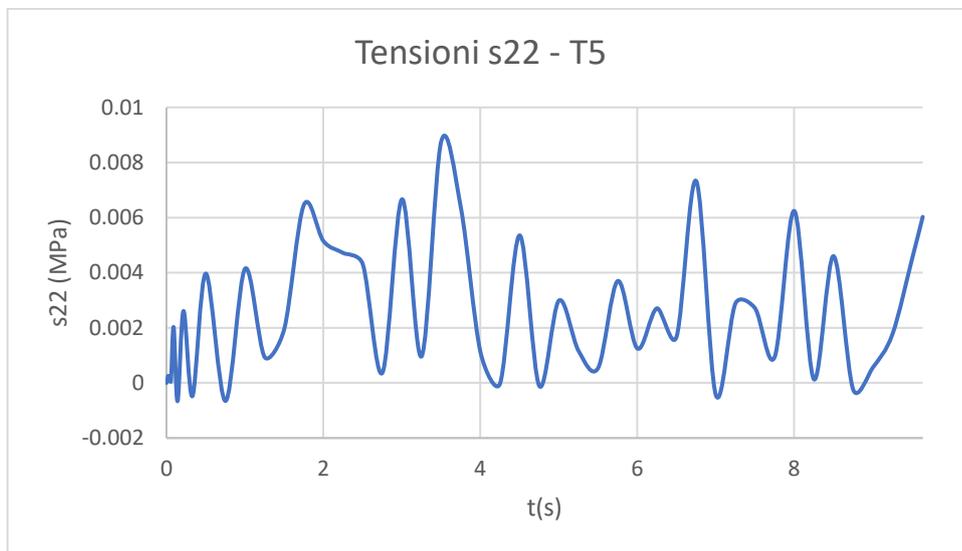
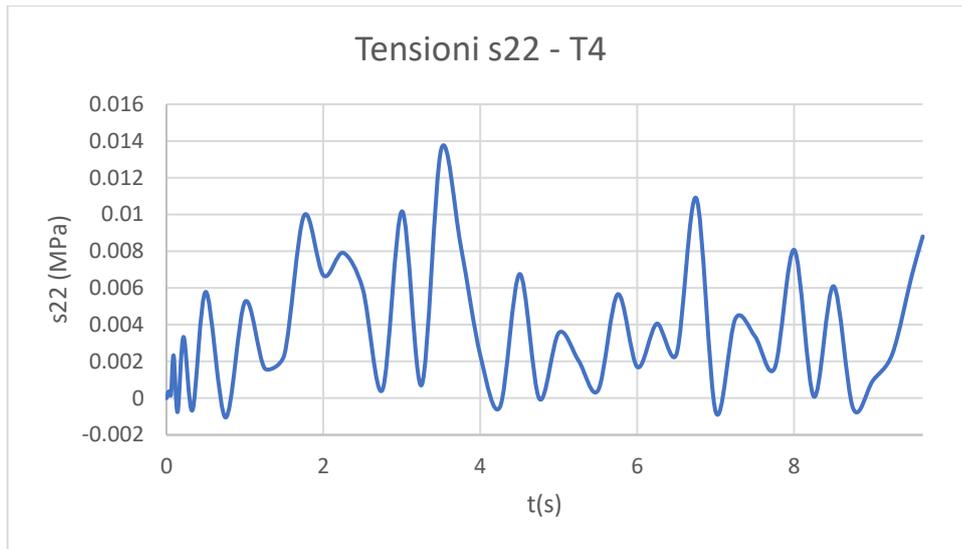


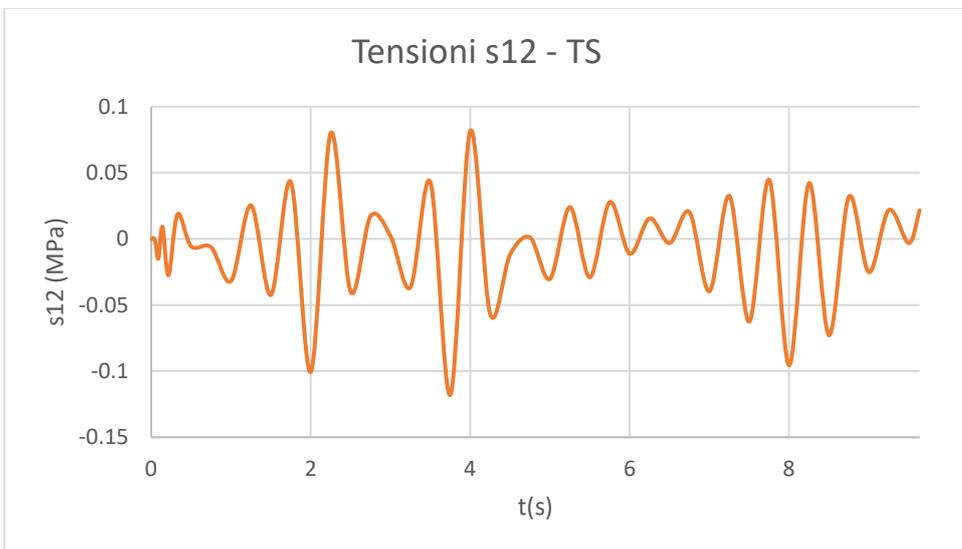
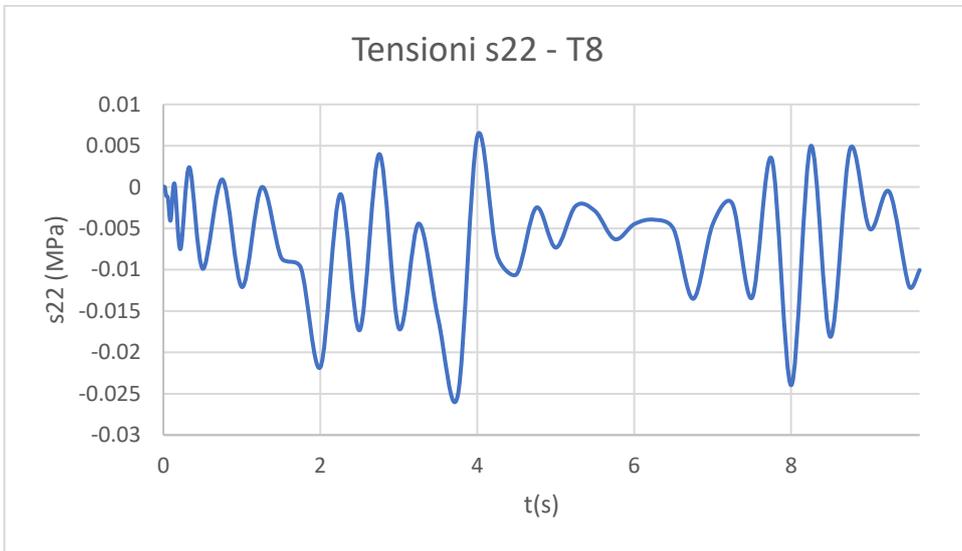
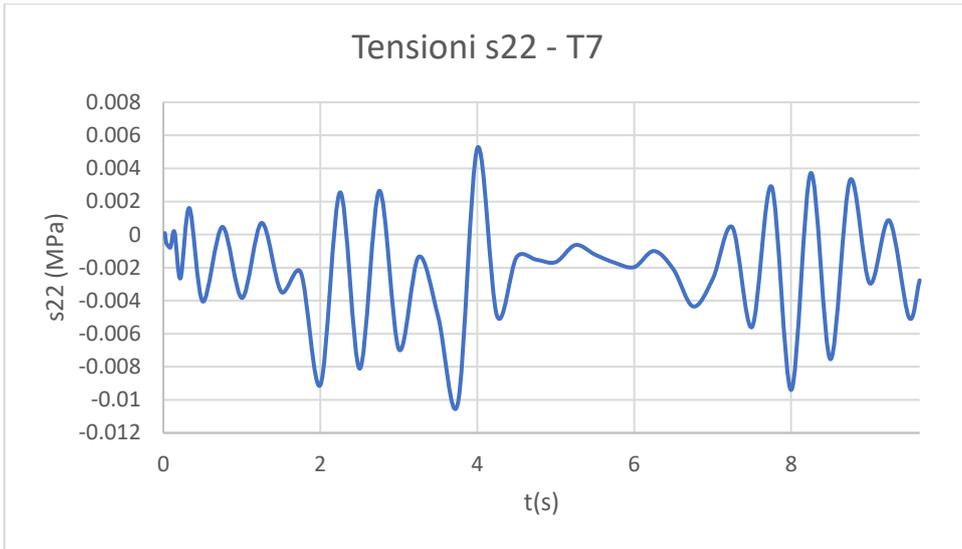


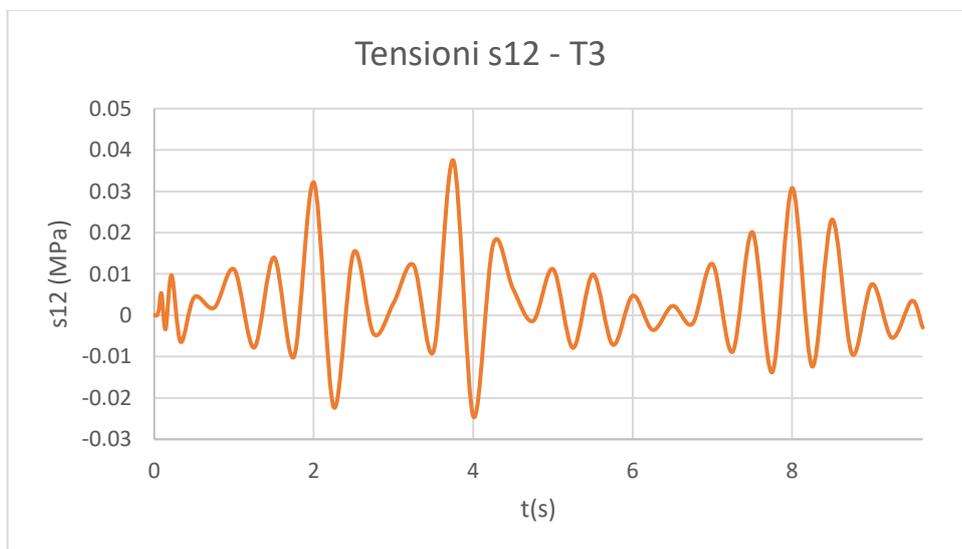
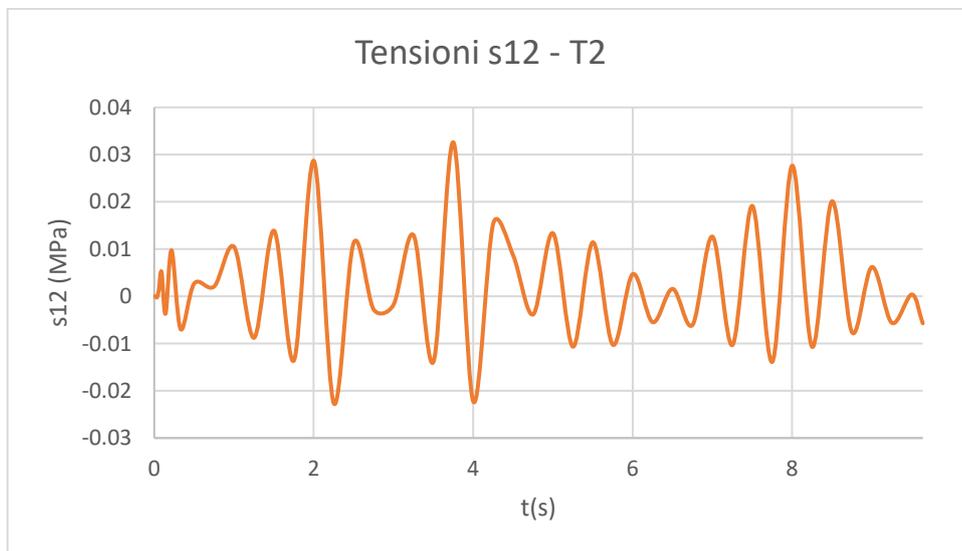
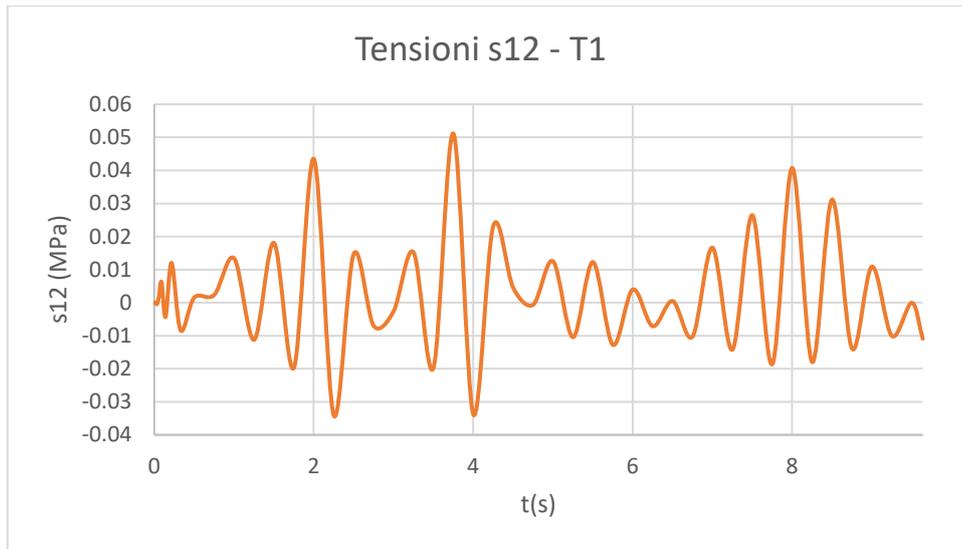
#### A3.1.2.5 Time history REC5, ID 1884

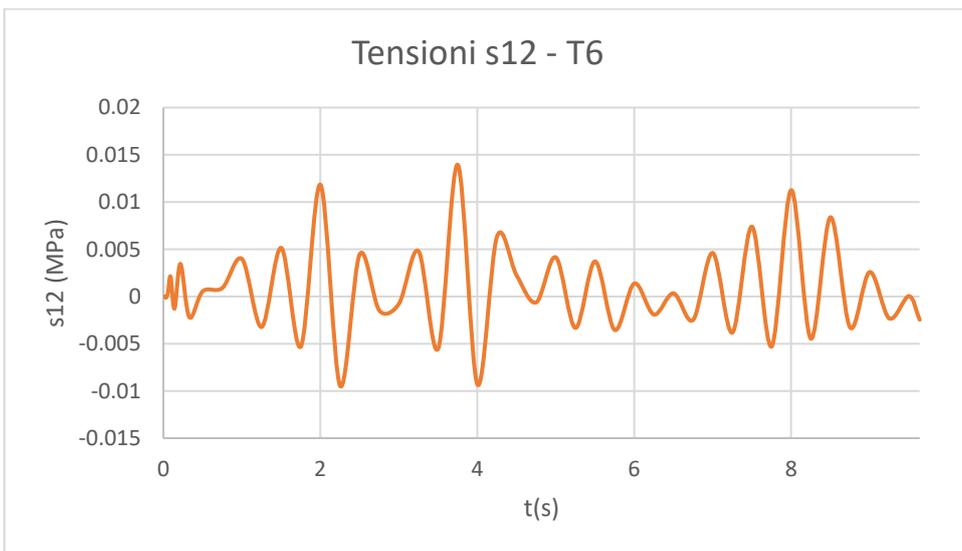
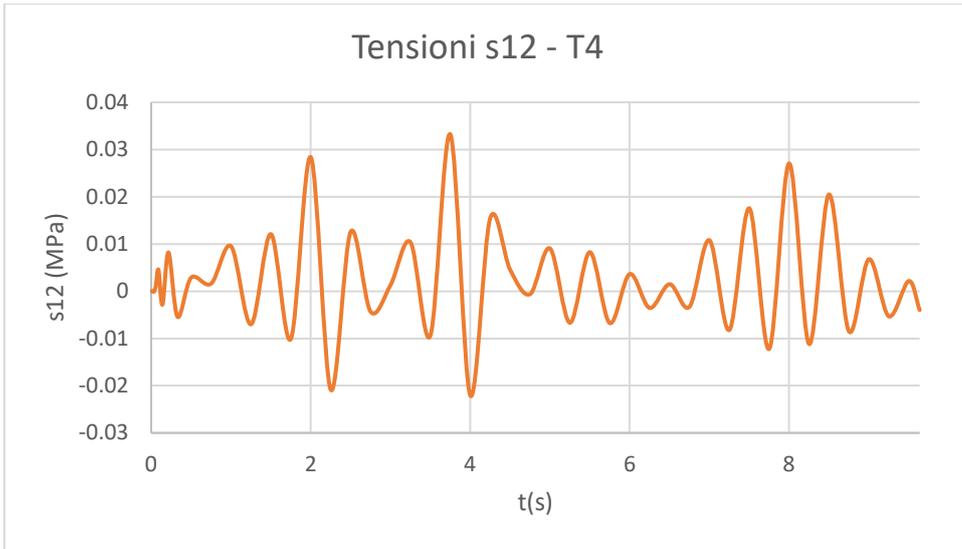


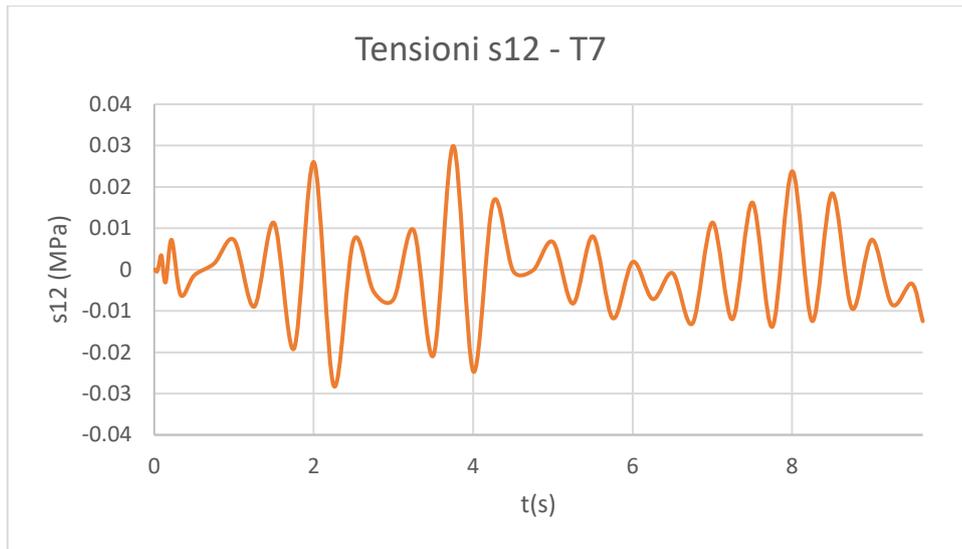




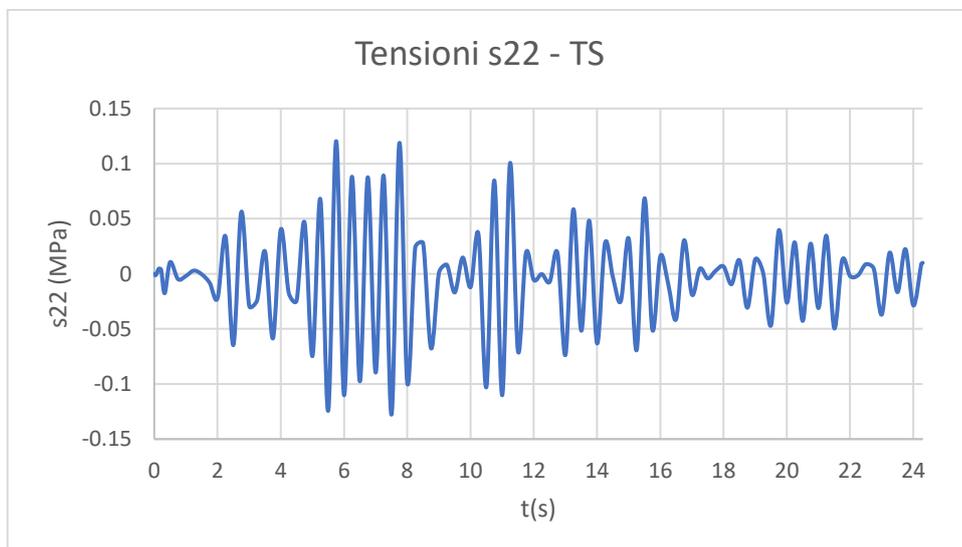


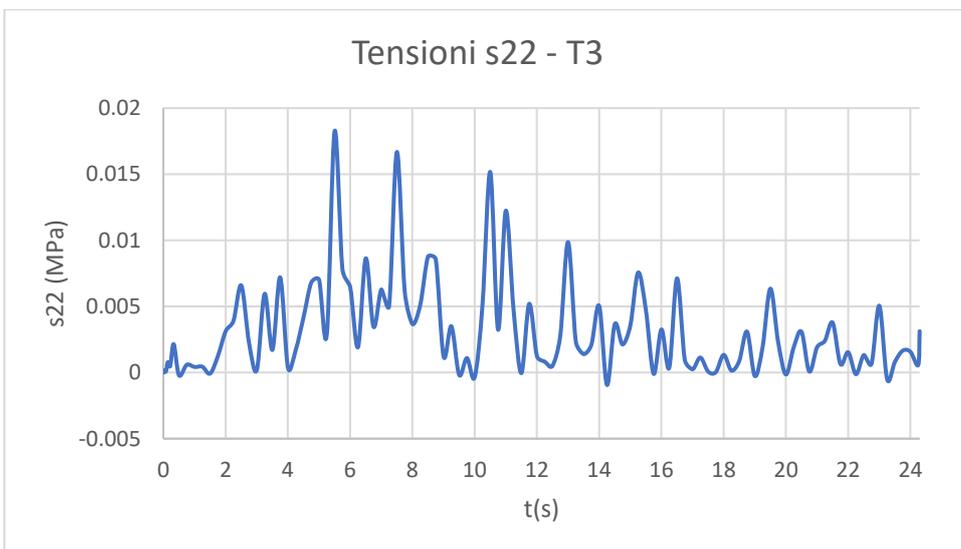
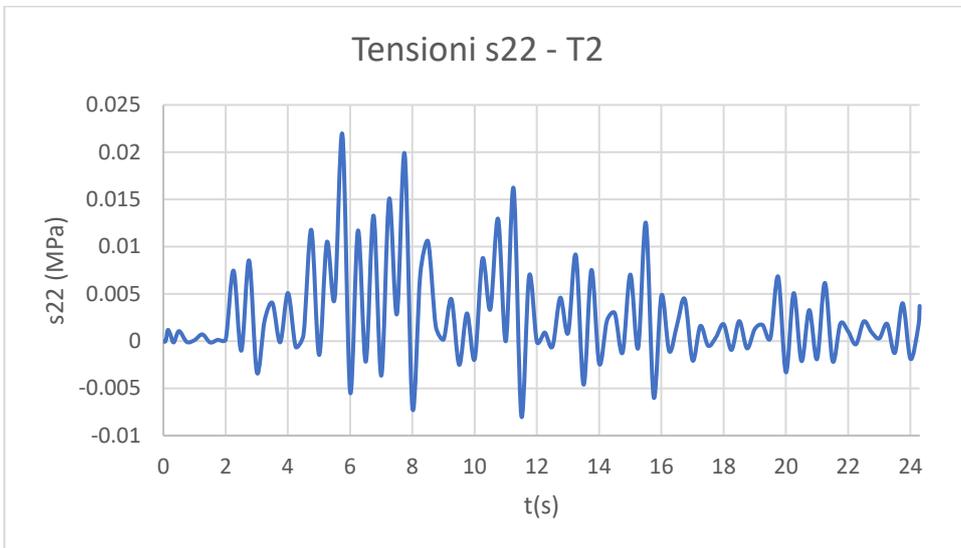
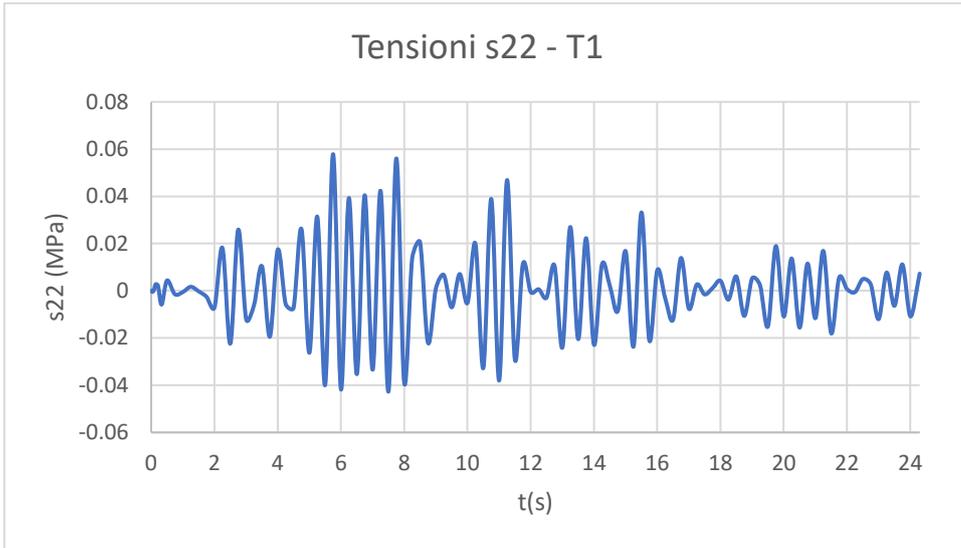


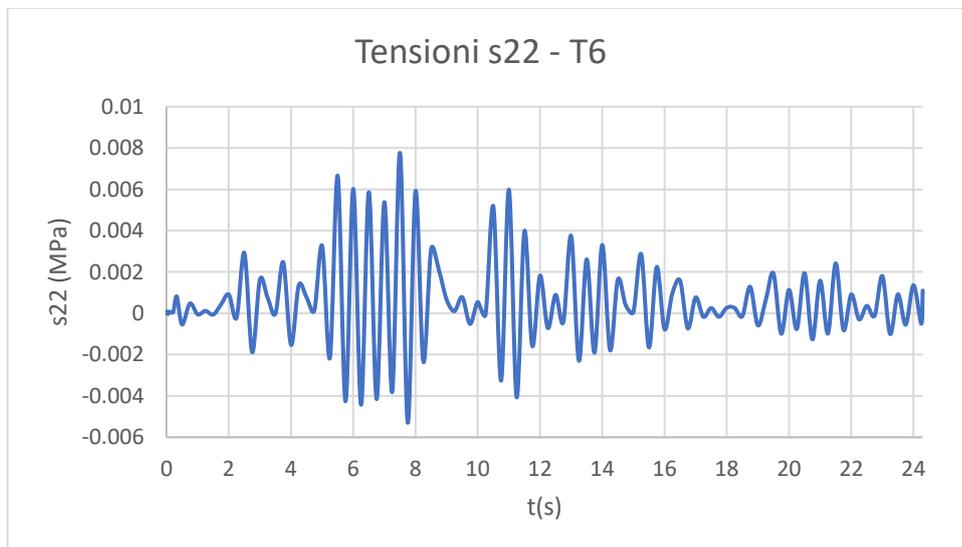
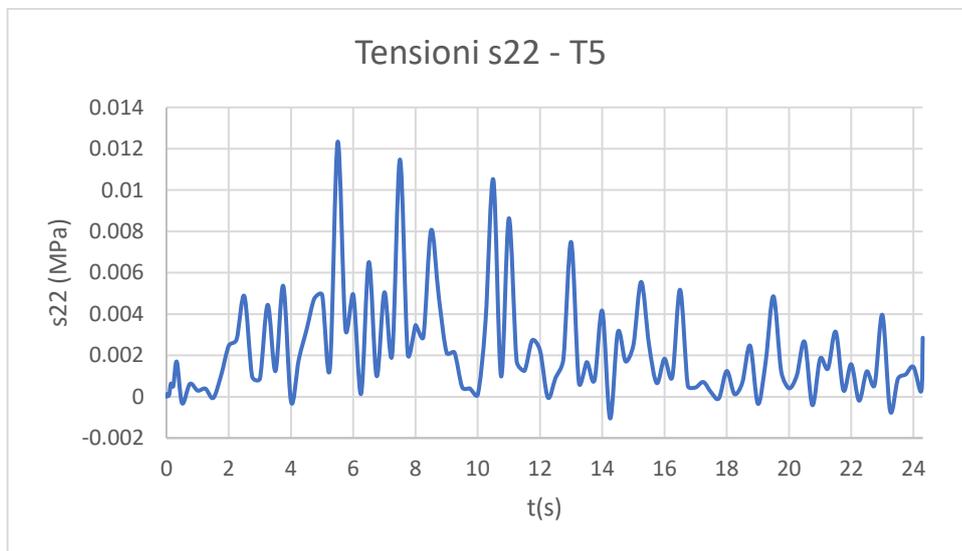
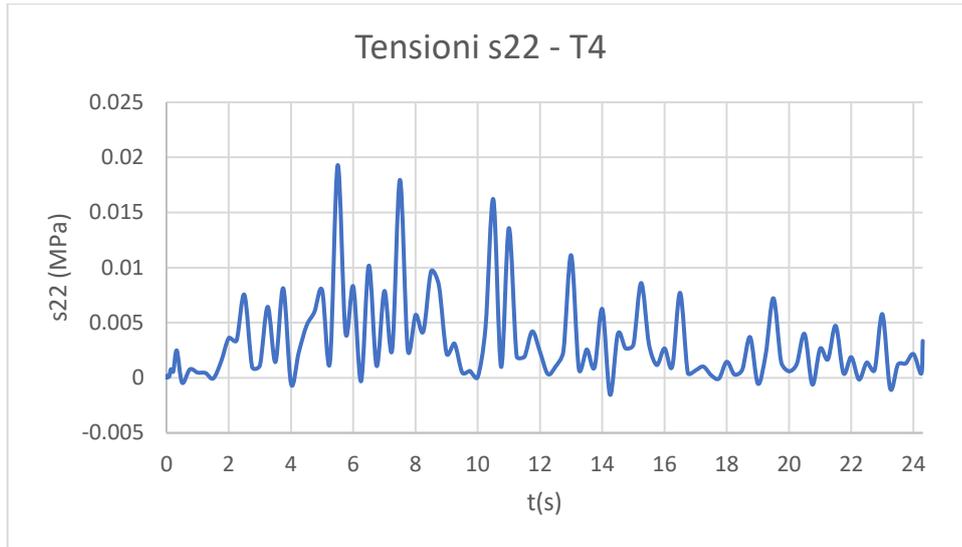


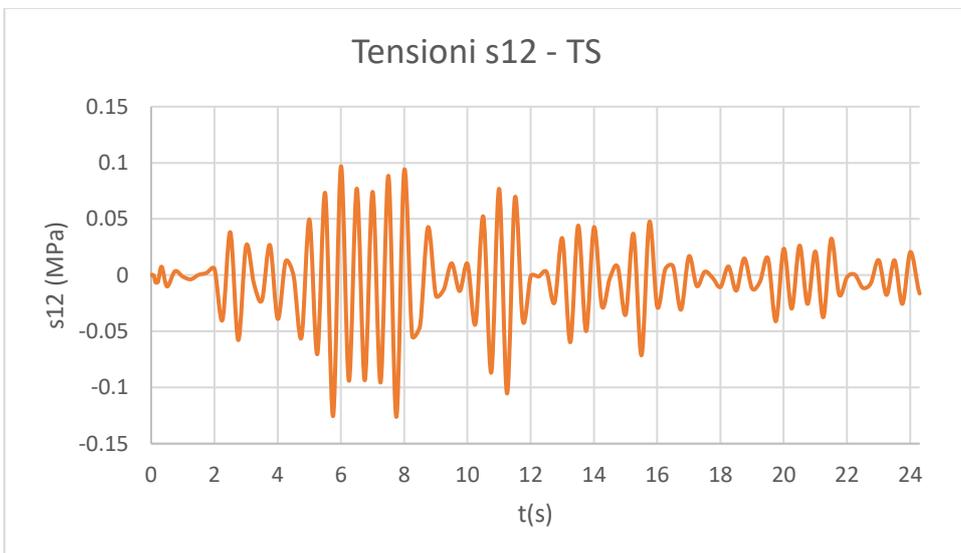
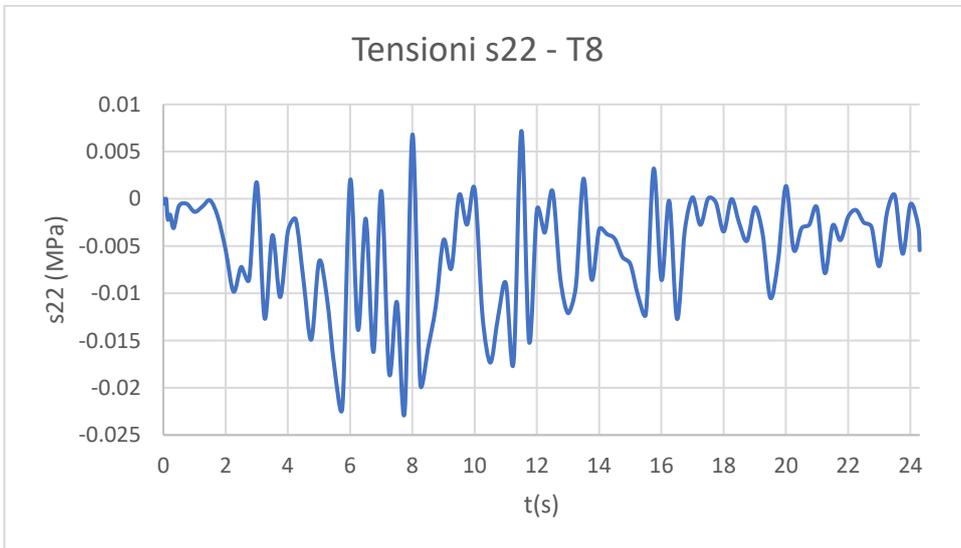
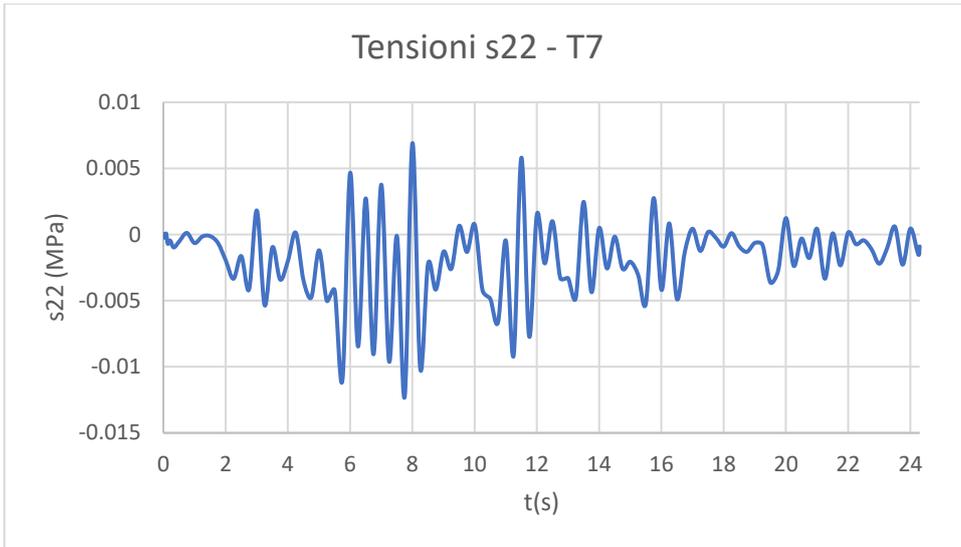


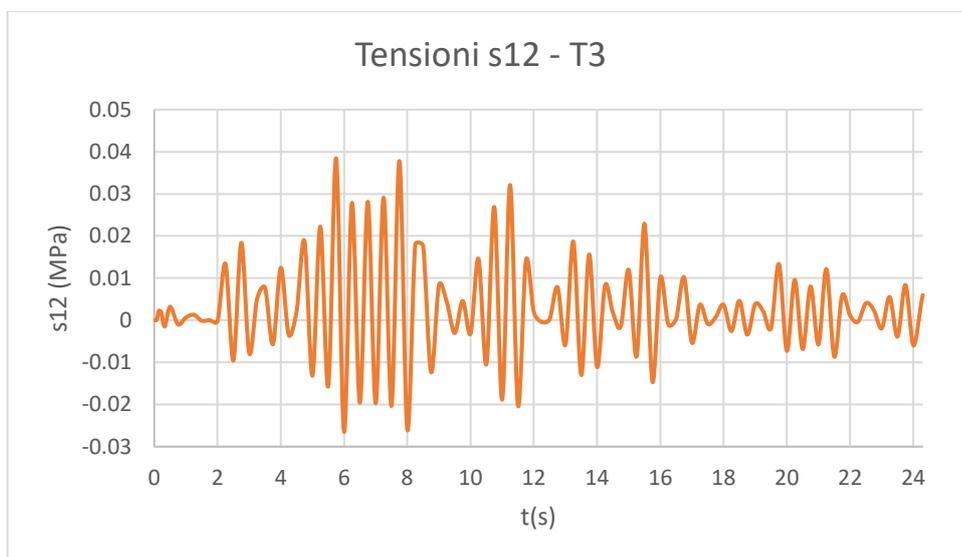
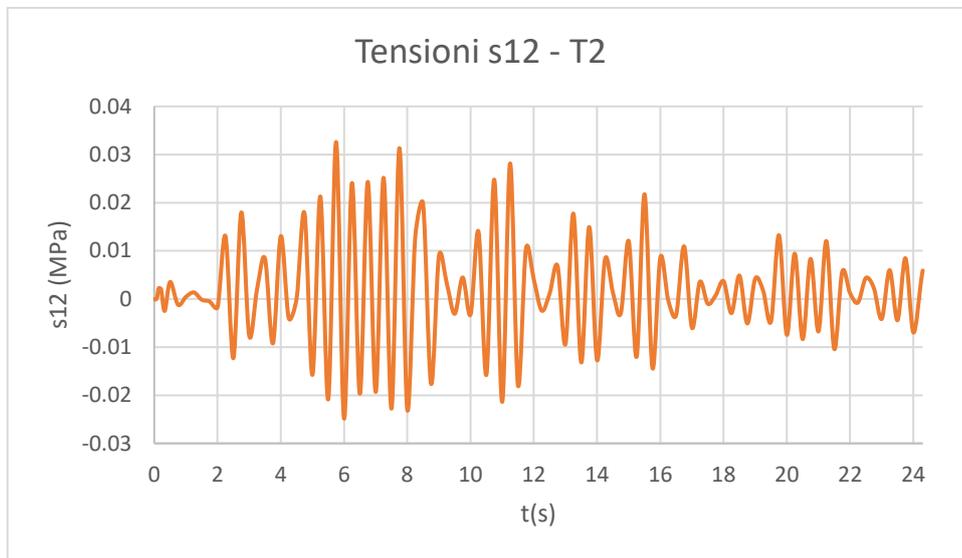
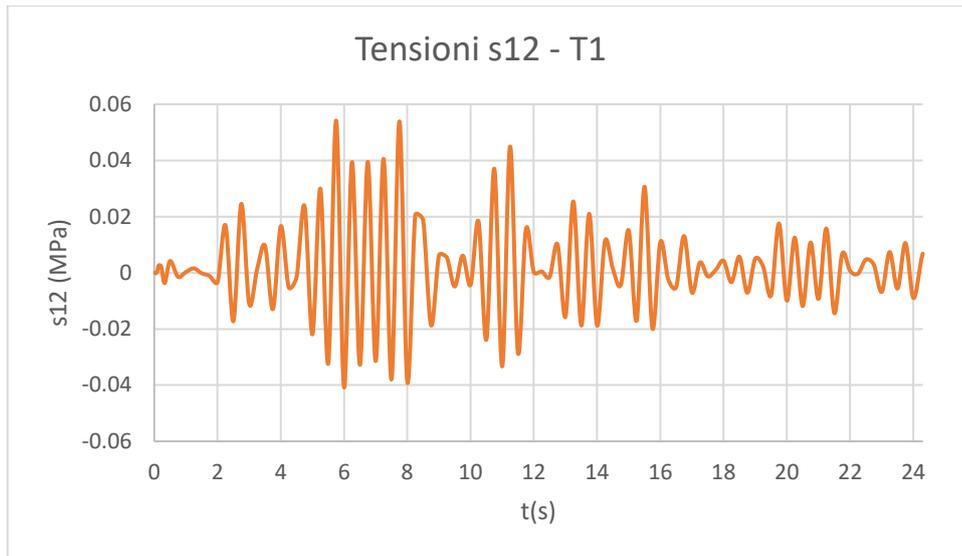
**A3.1.2.6 Time history REC6, ID 7158**

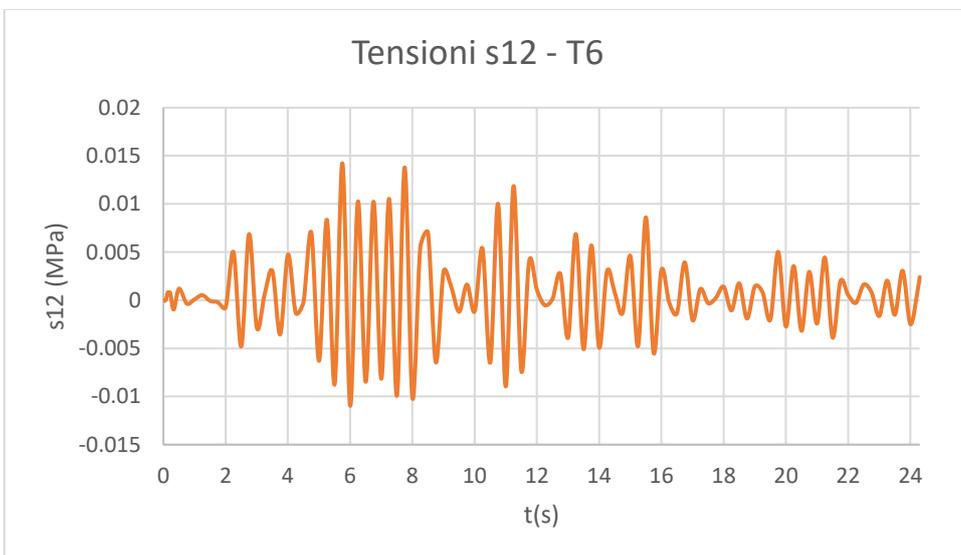
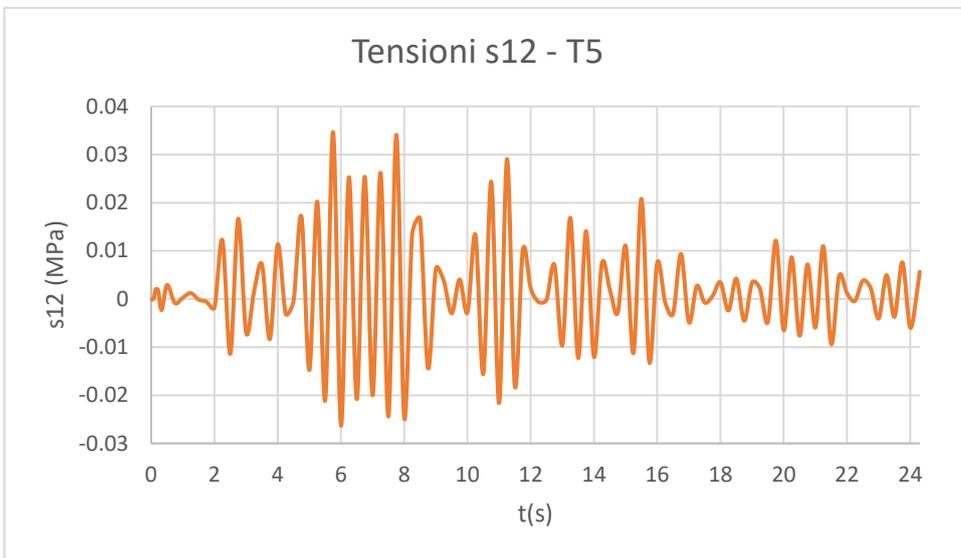
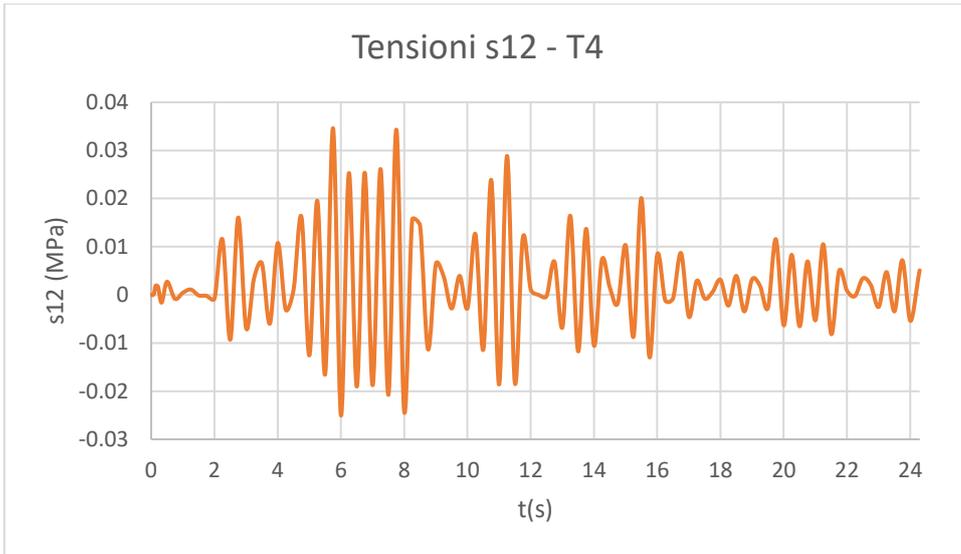


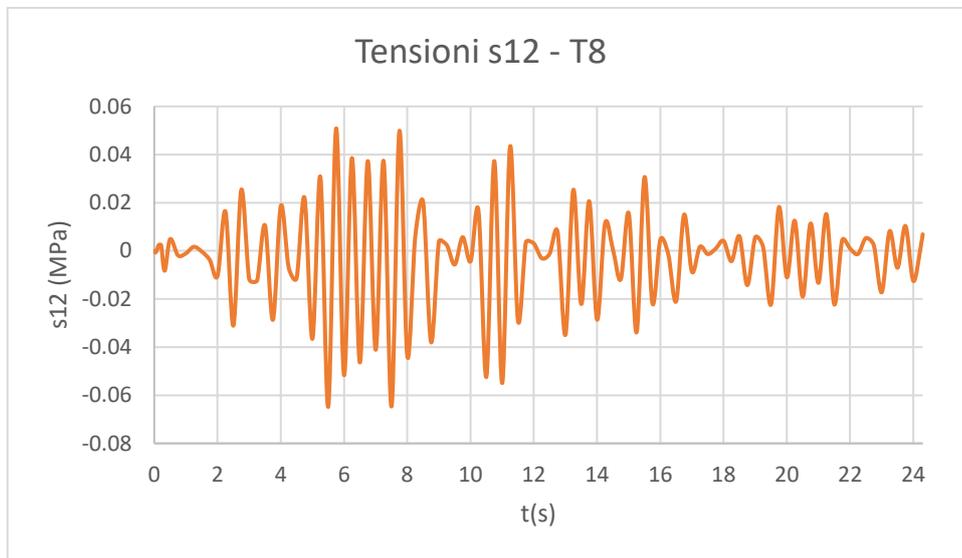
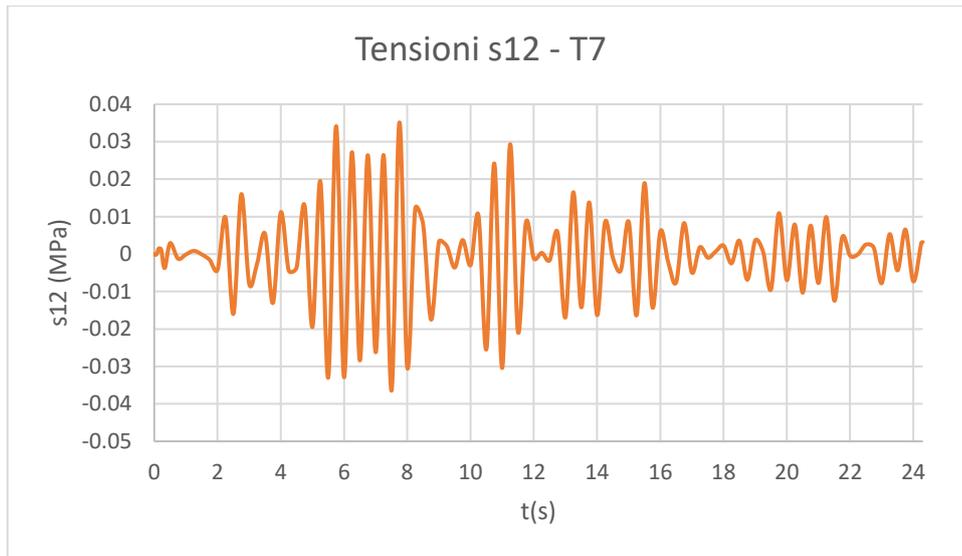




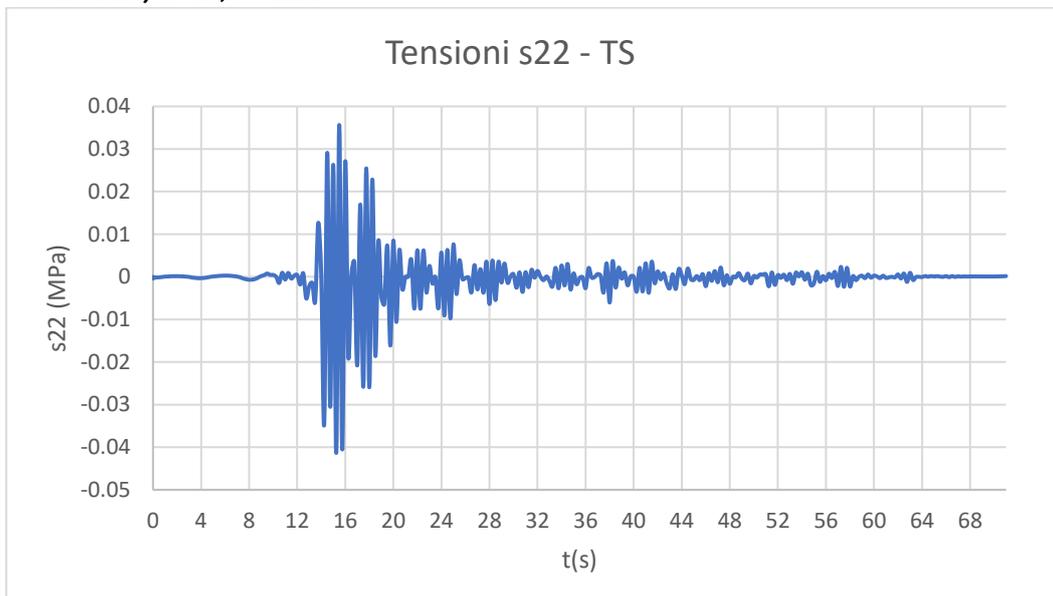


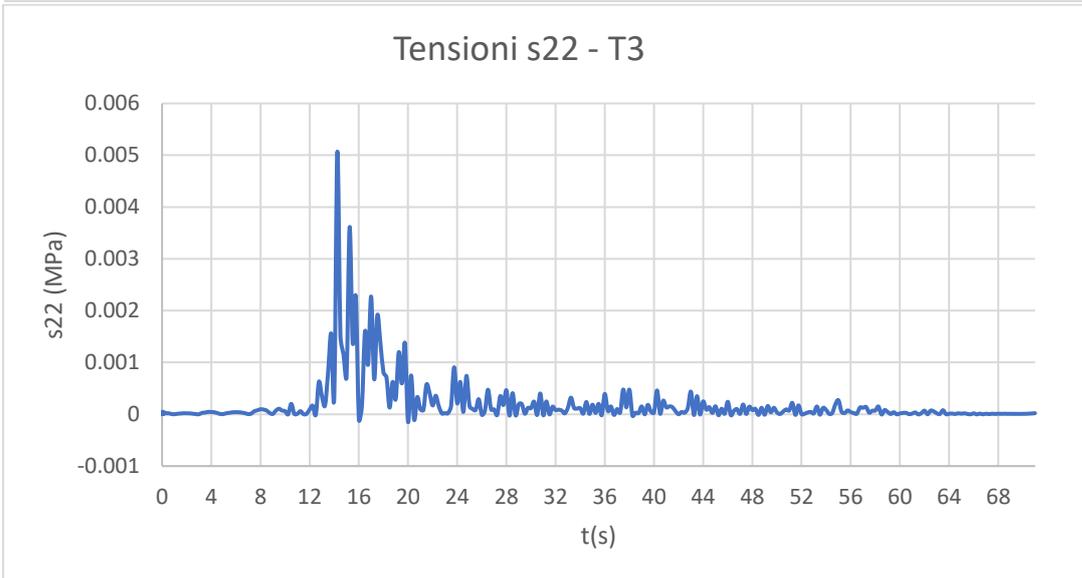
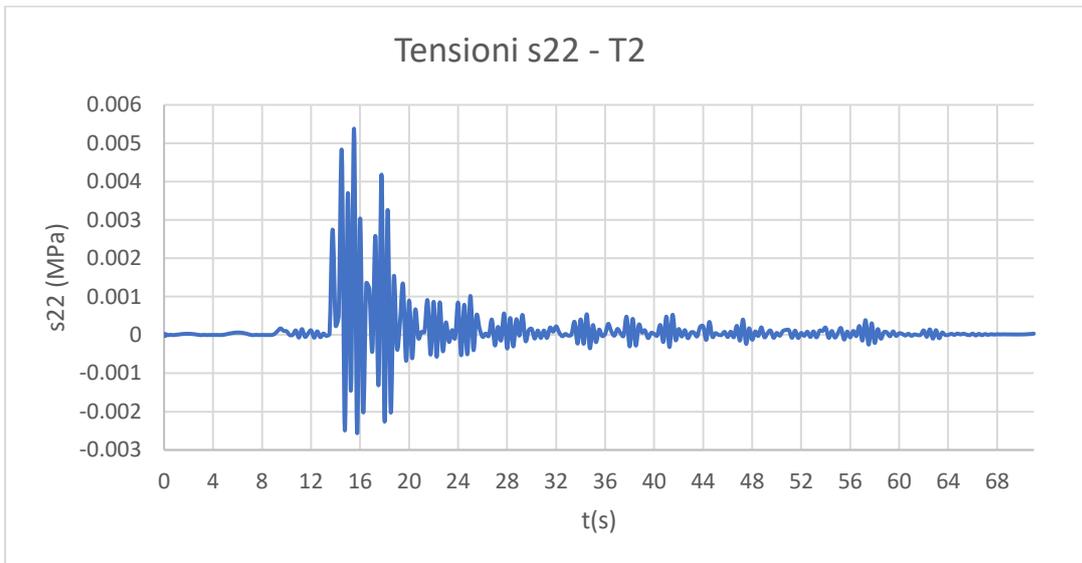
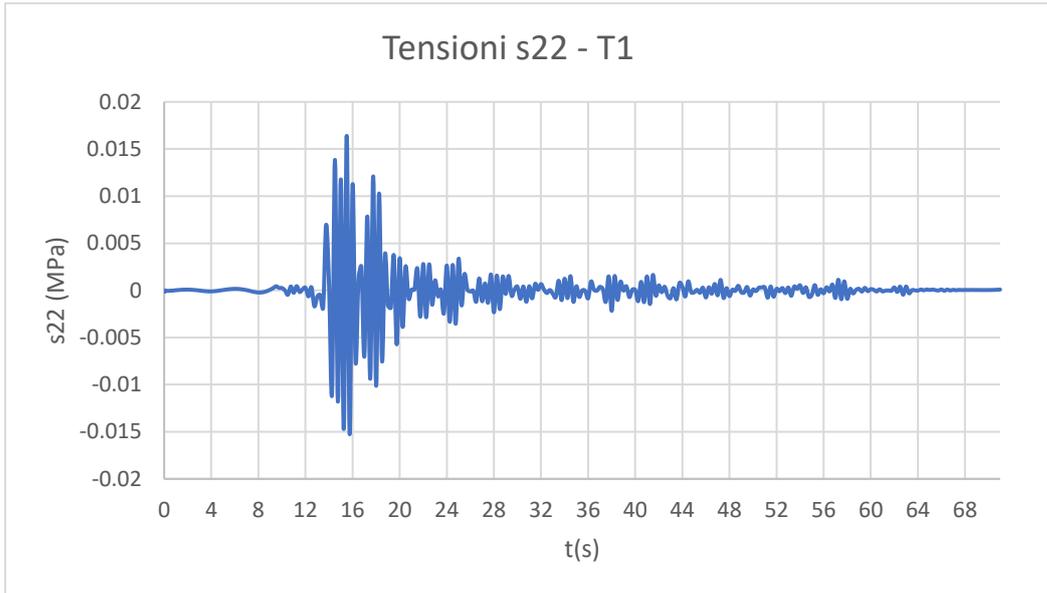


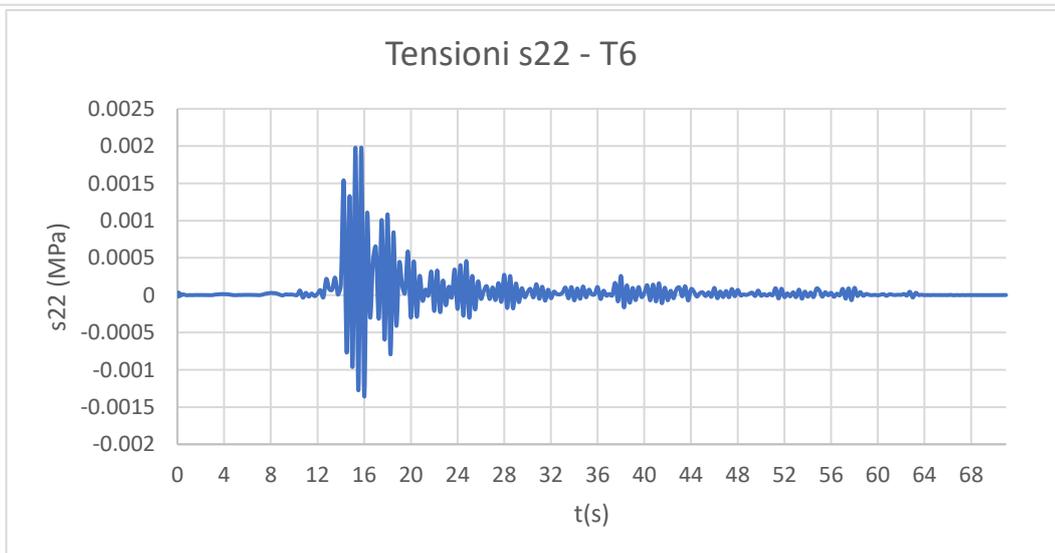
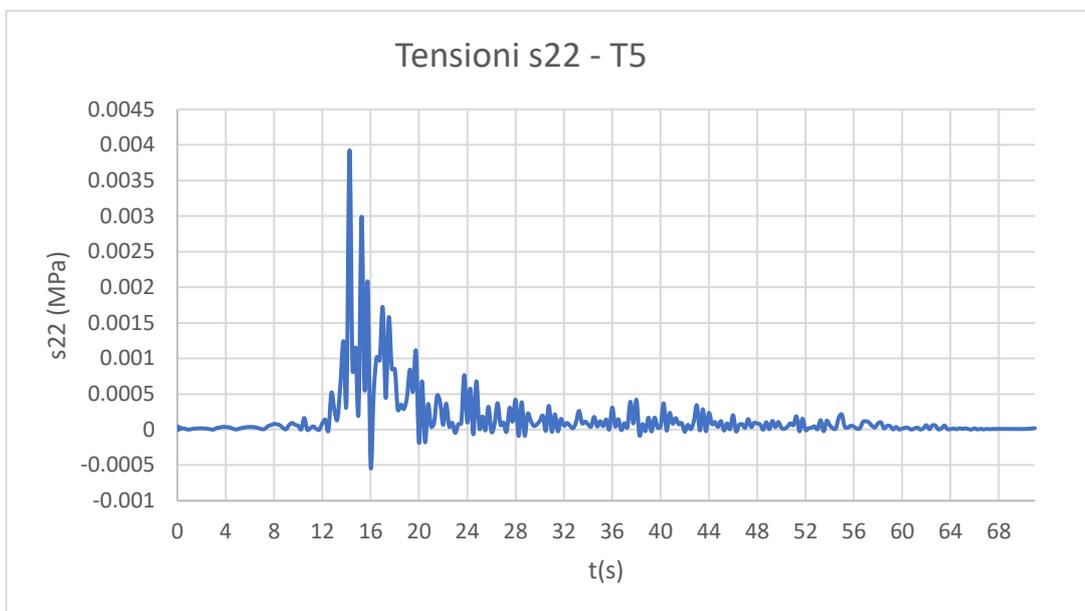
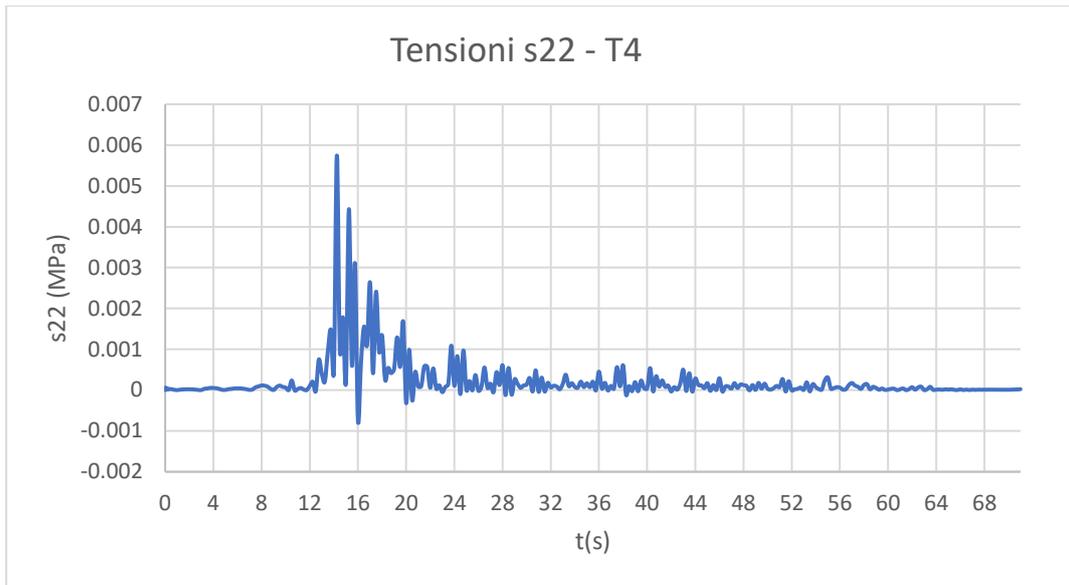


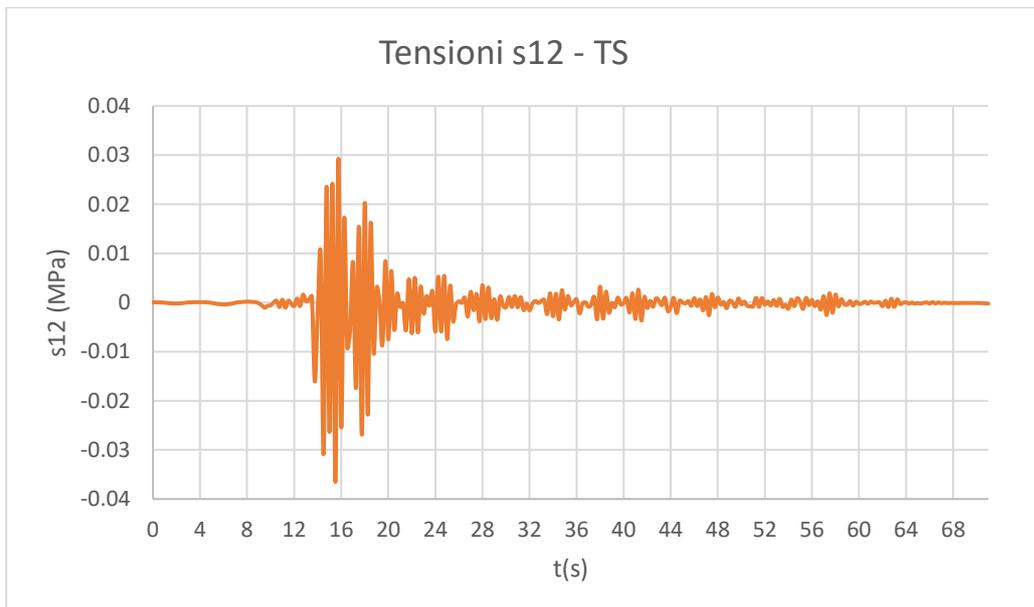
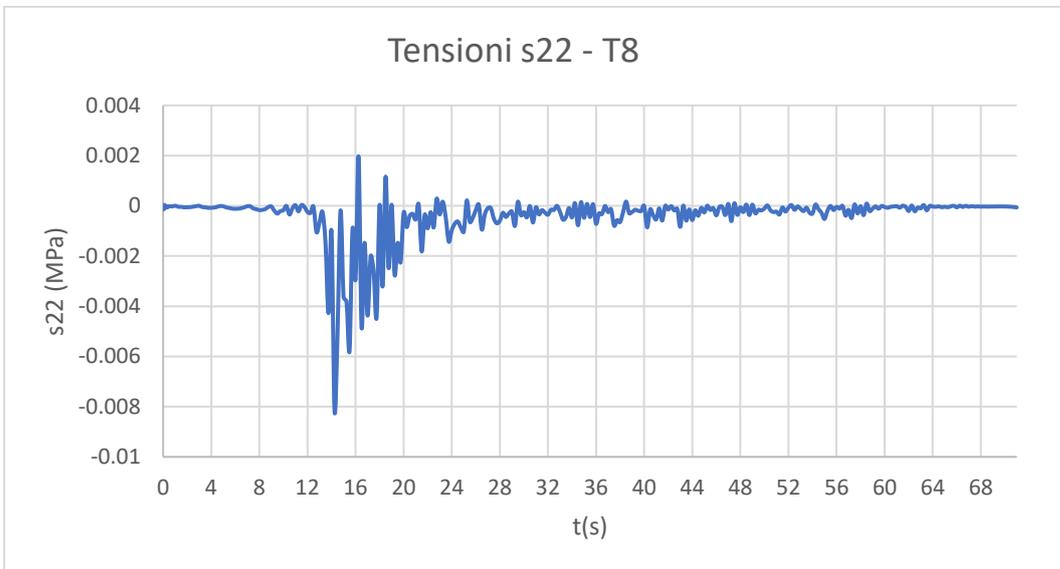
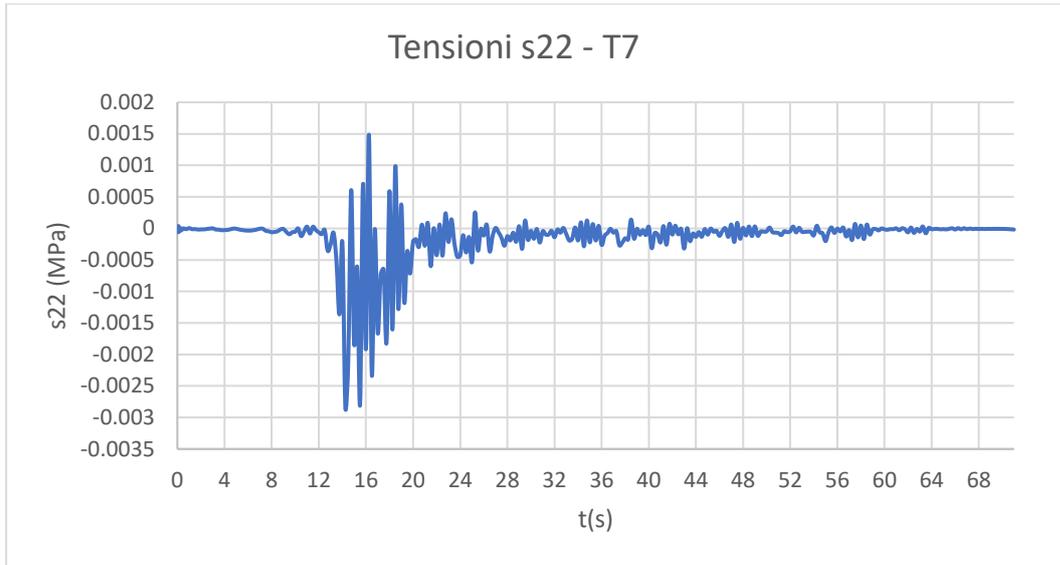


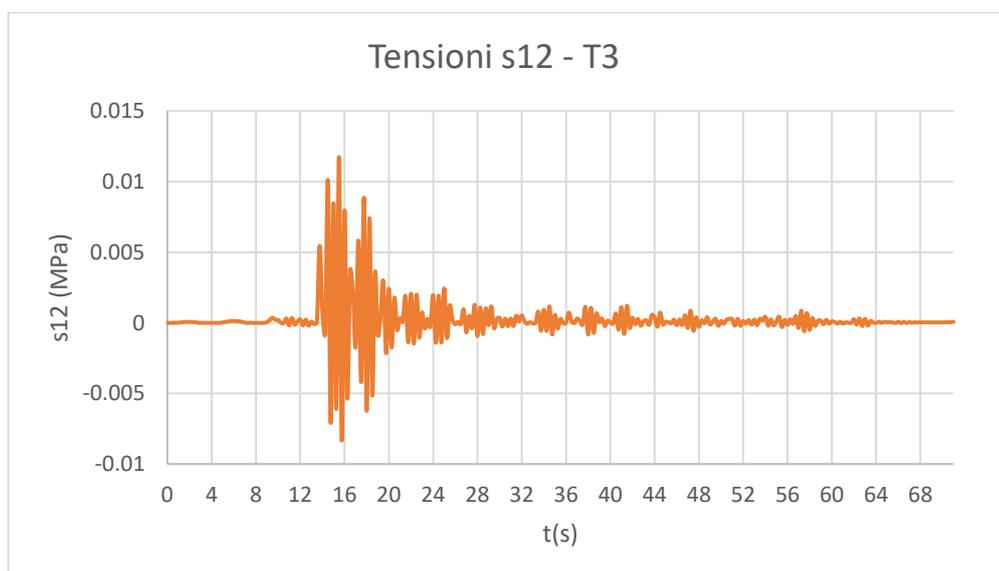
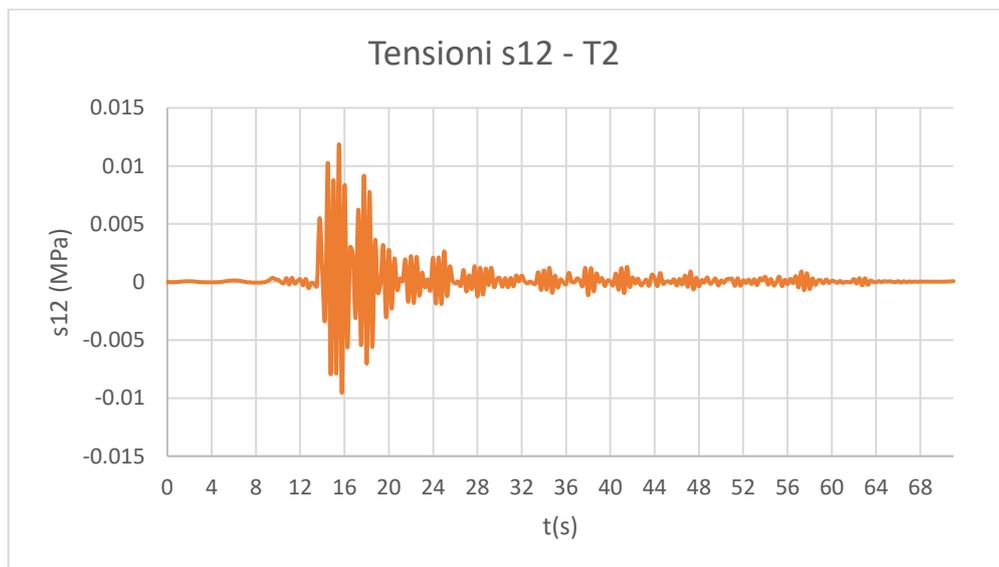
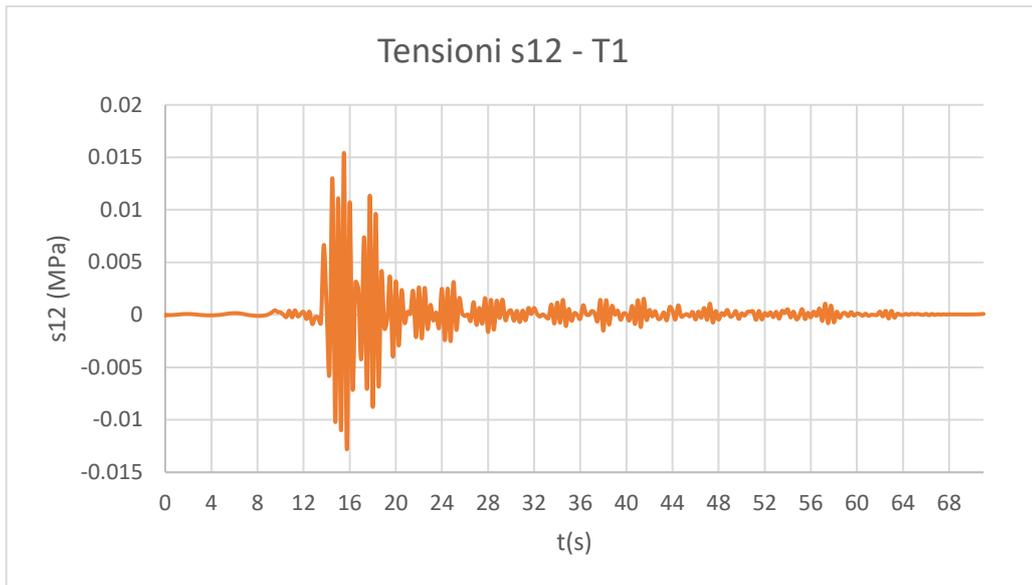
**A3.1.2.7 Time history REC7, ID 6603**

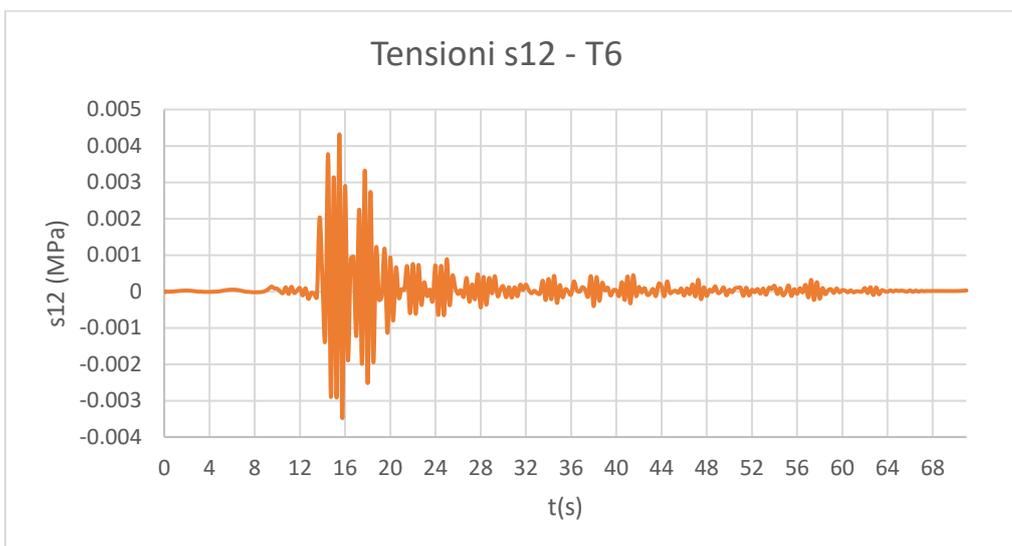
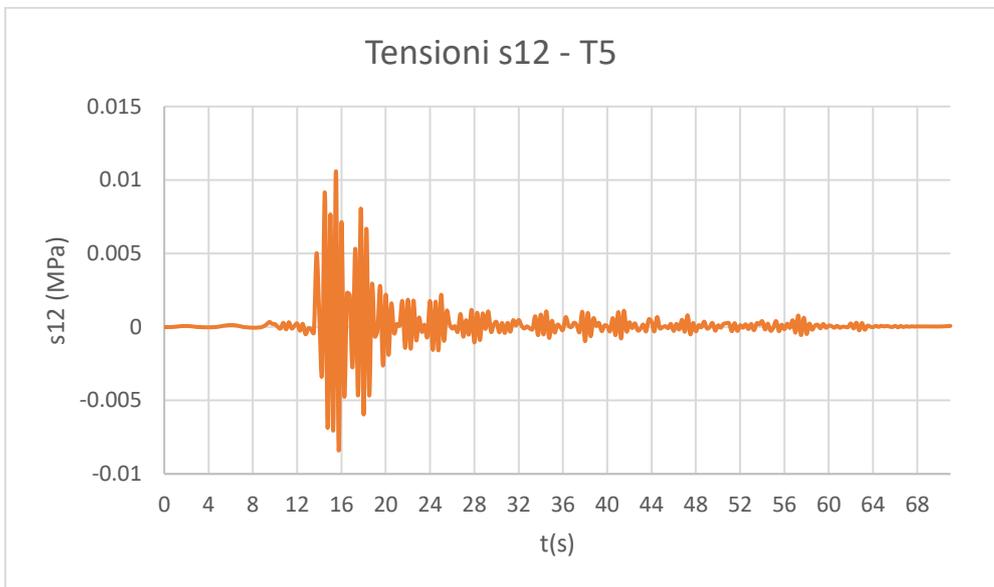
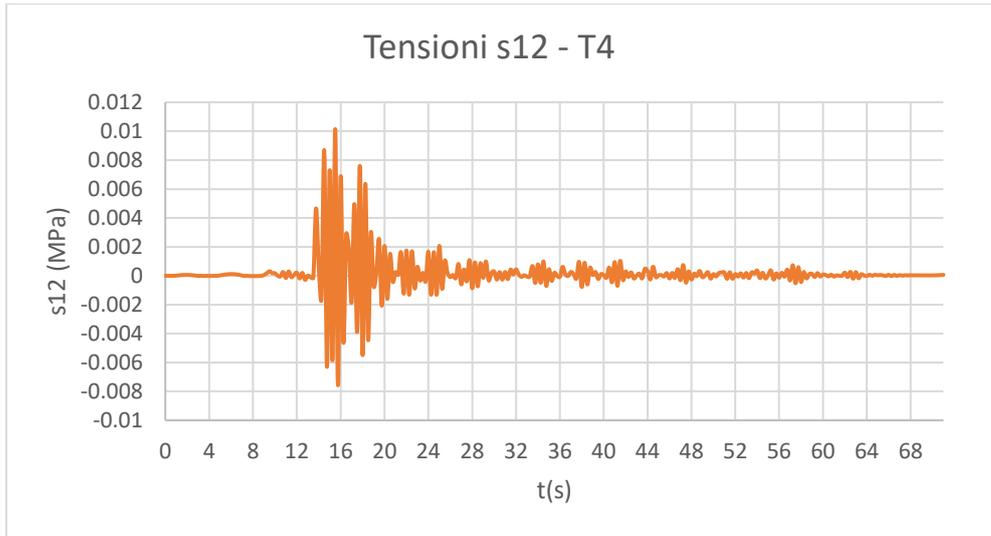


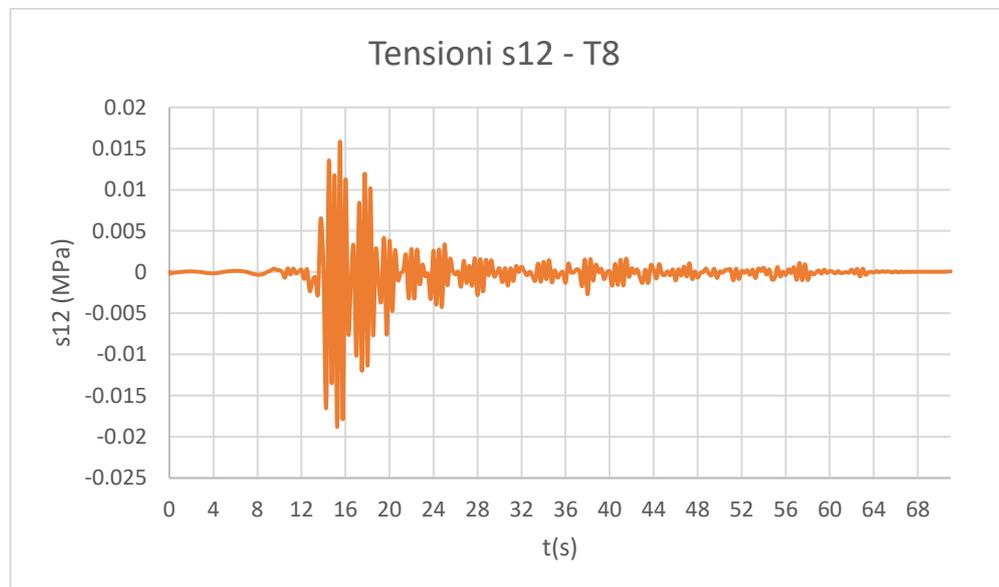
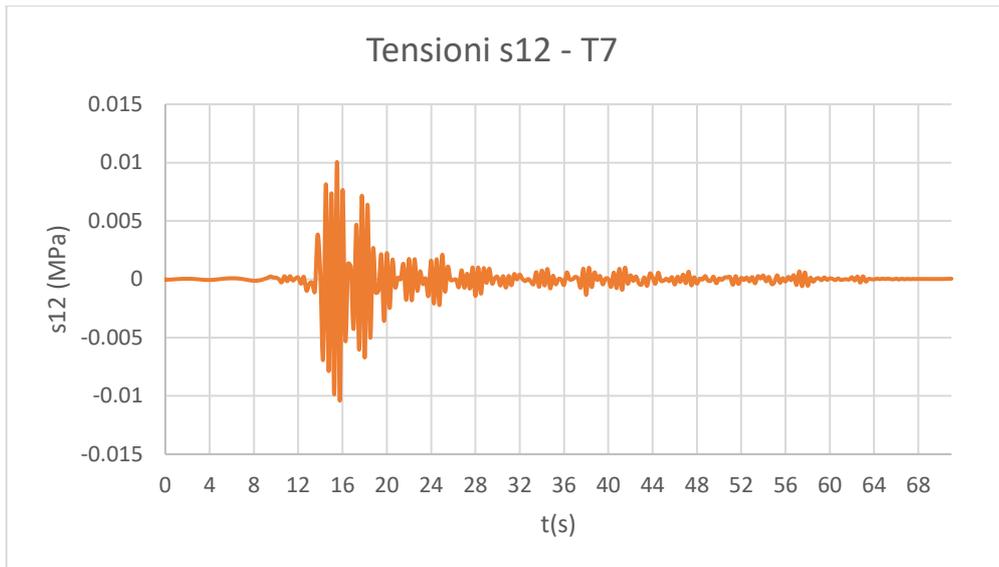








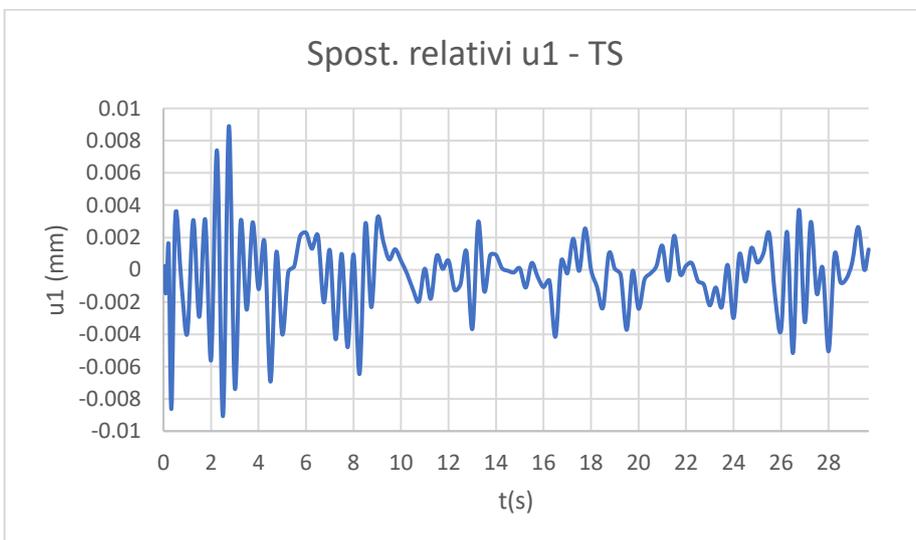
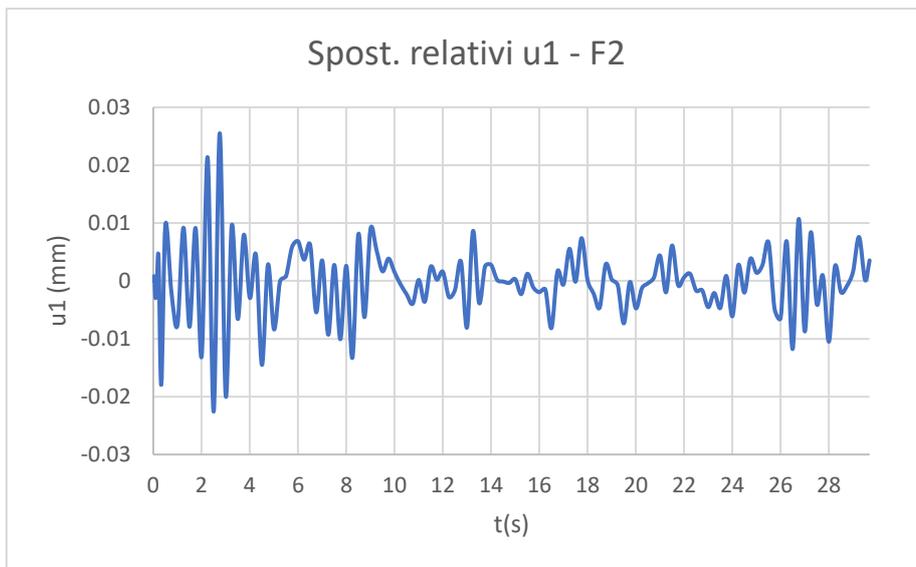
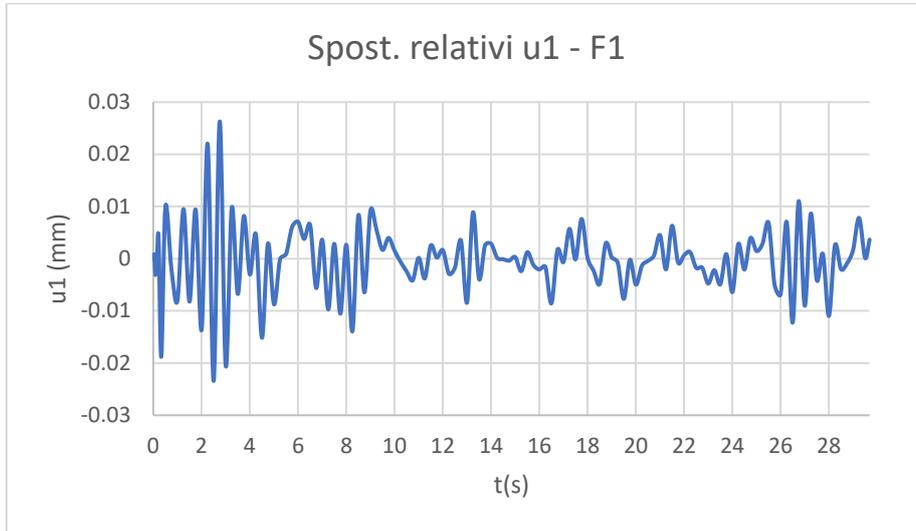


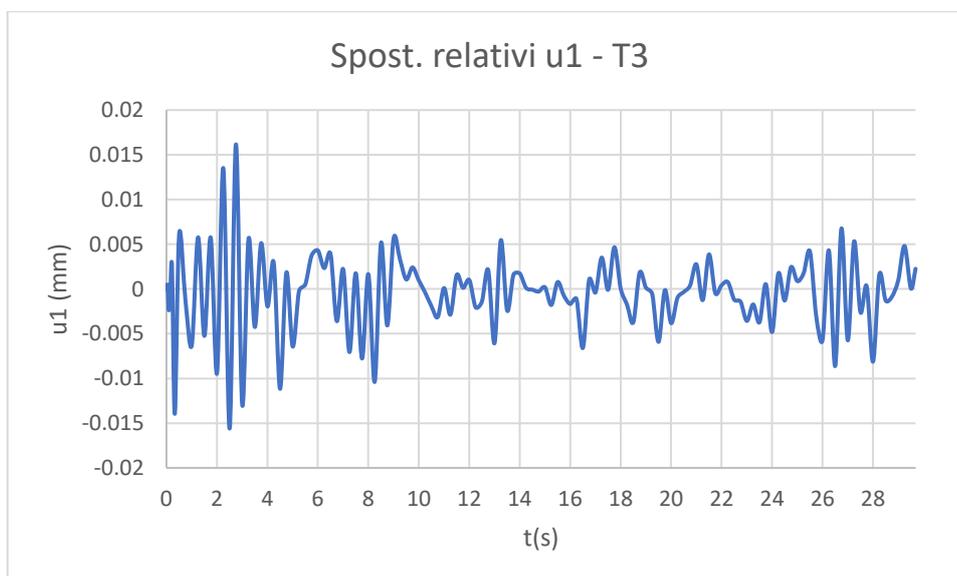
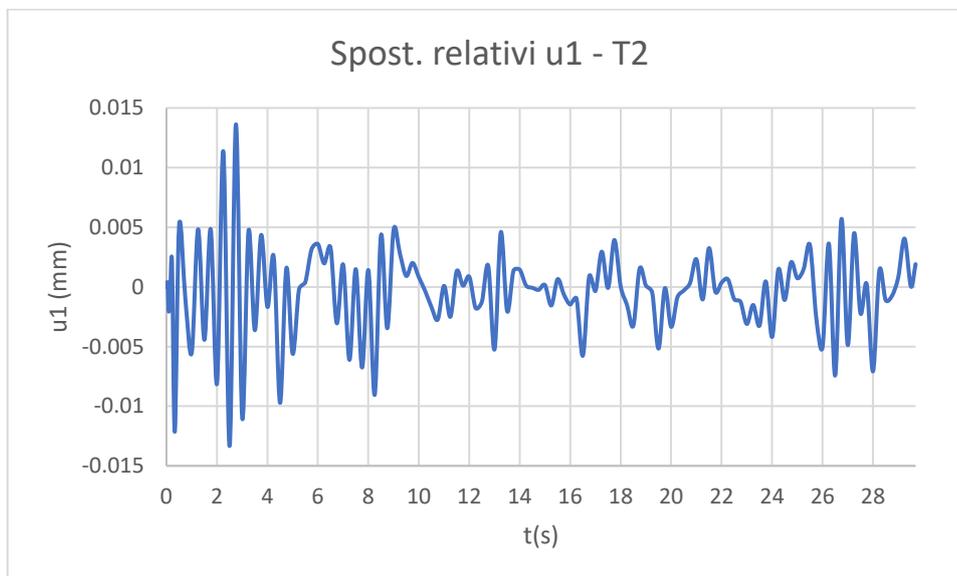
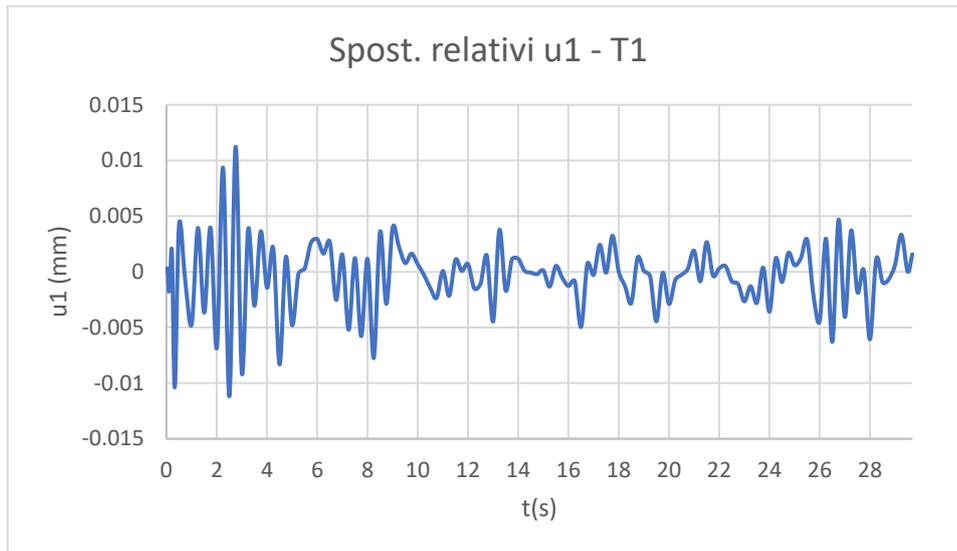


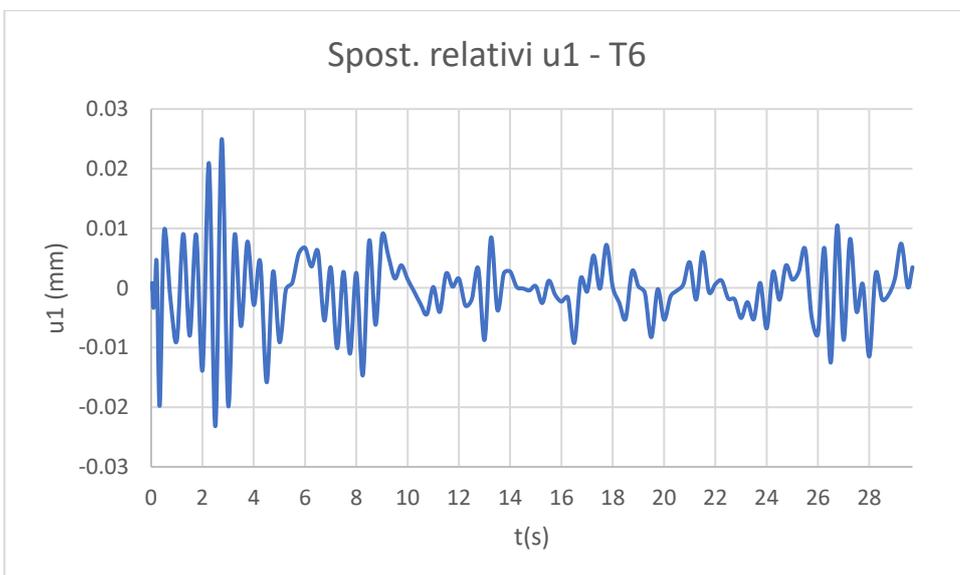
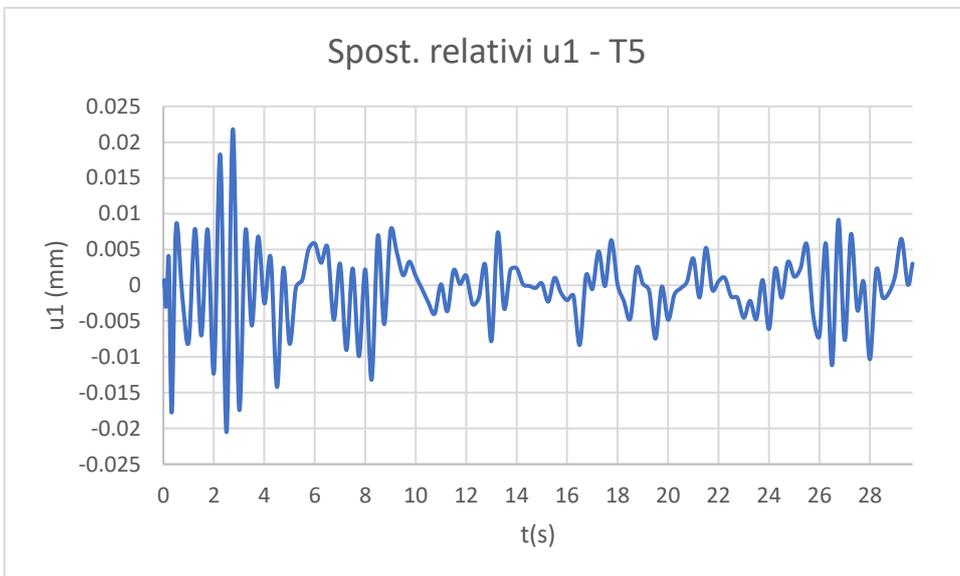
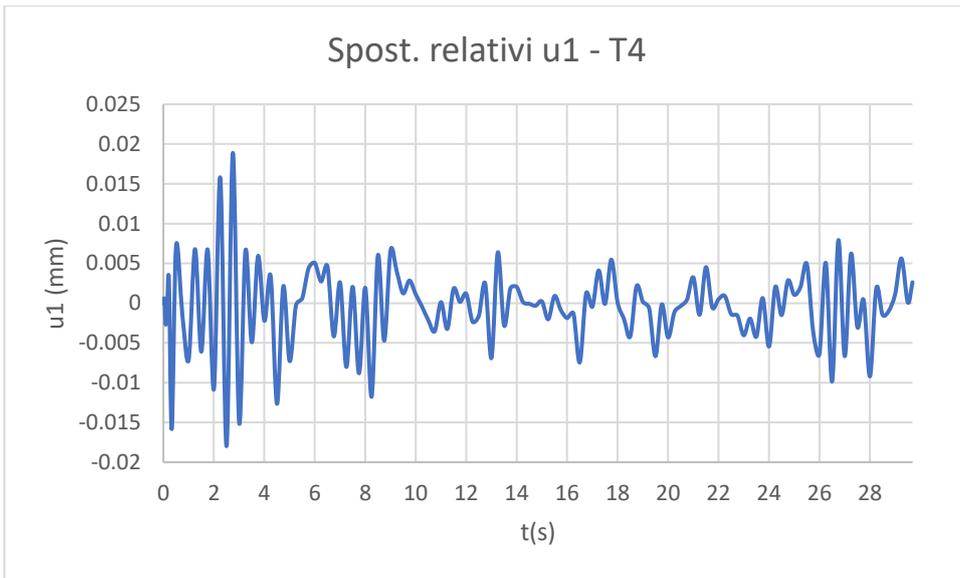
## A3.2 Analisi allo Stato Limite di Esercizio

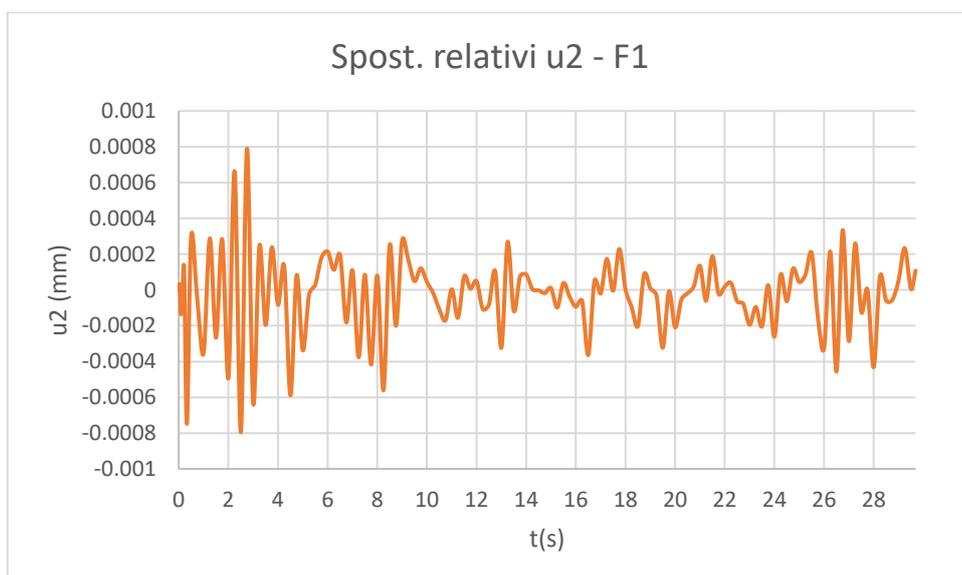
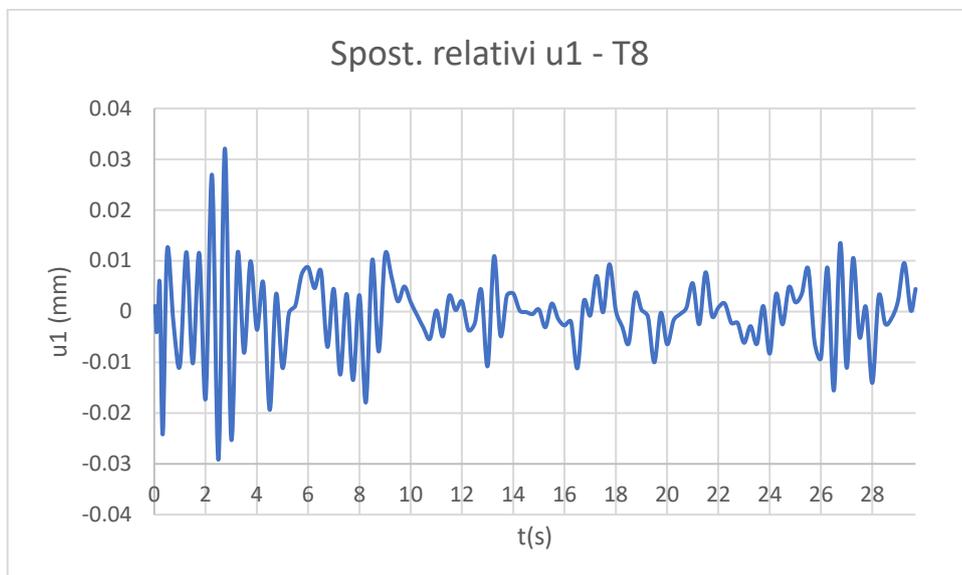
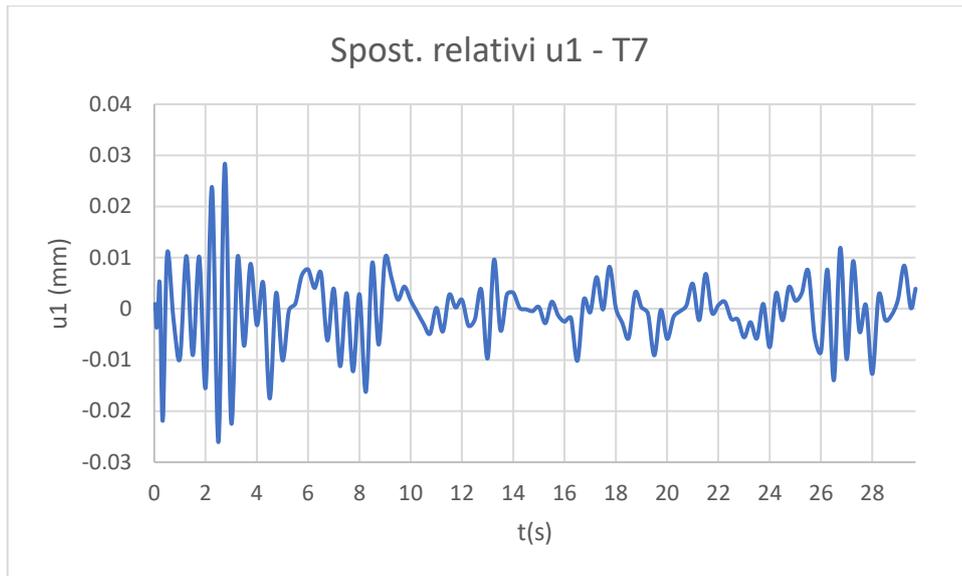
### A3.2.1 Sisma in direzione X

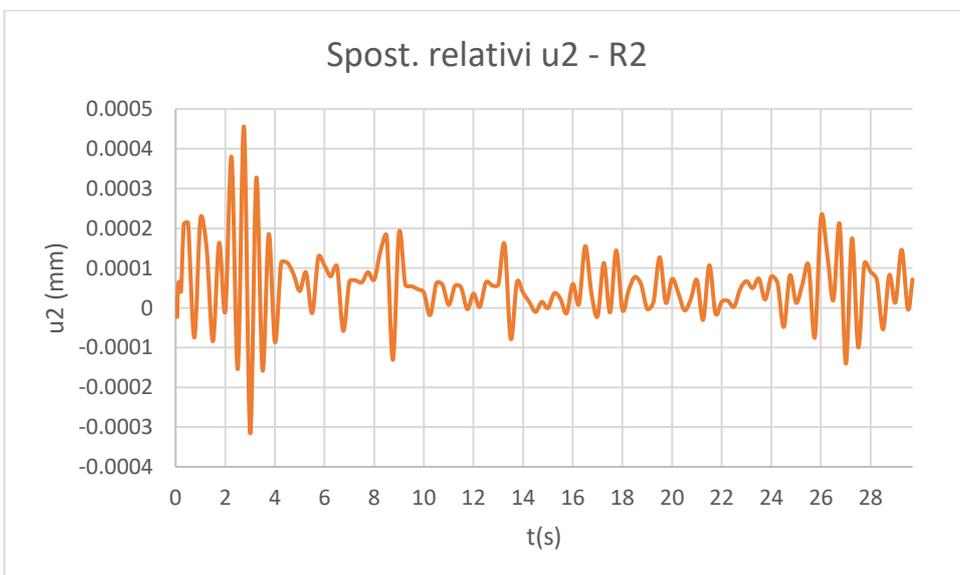
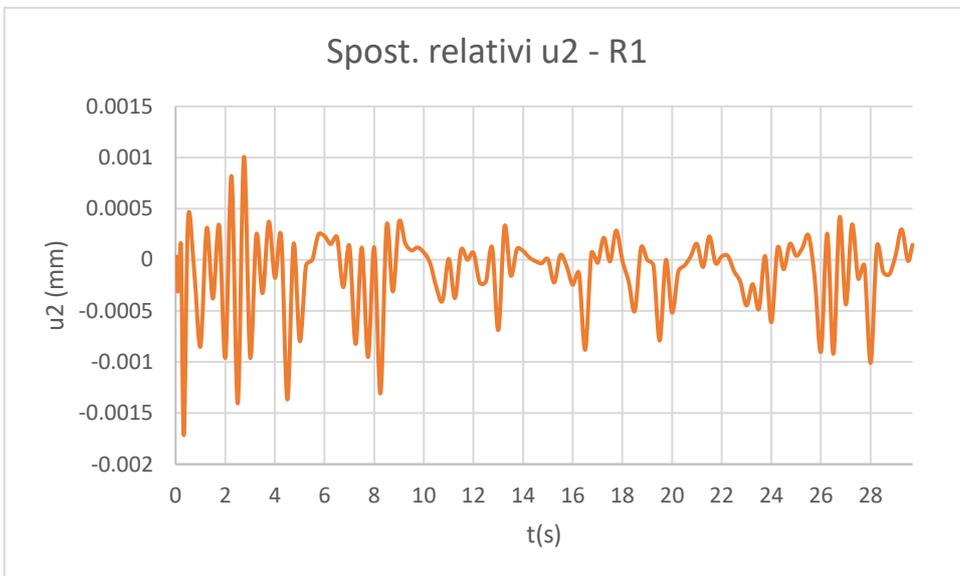
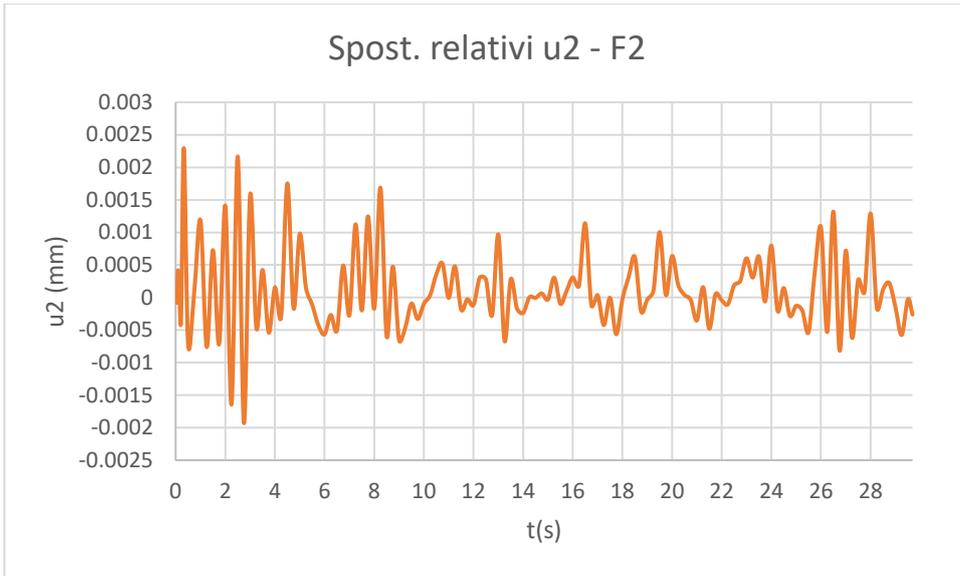
#### A3.2.1.1 Time history REC1, ID 243

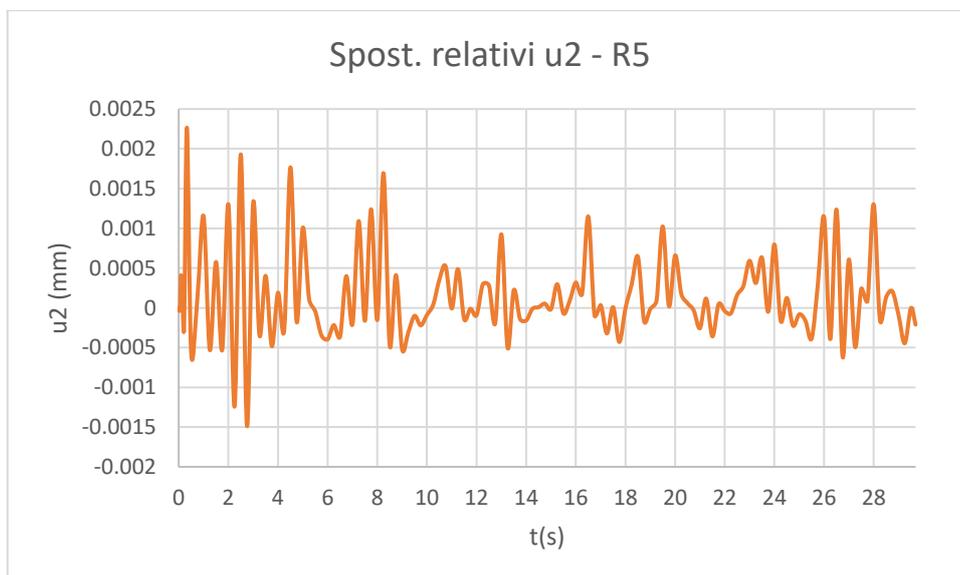
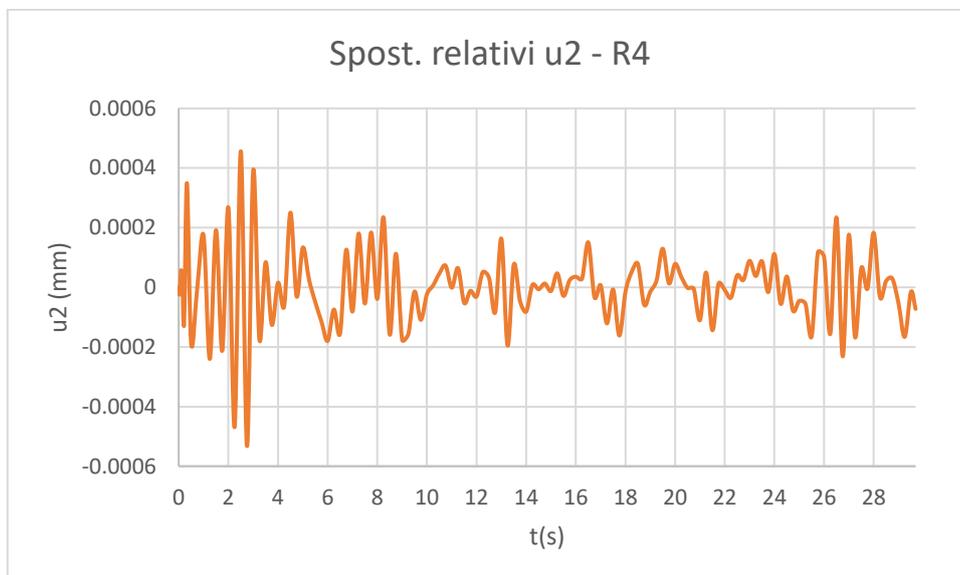
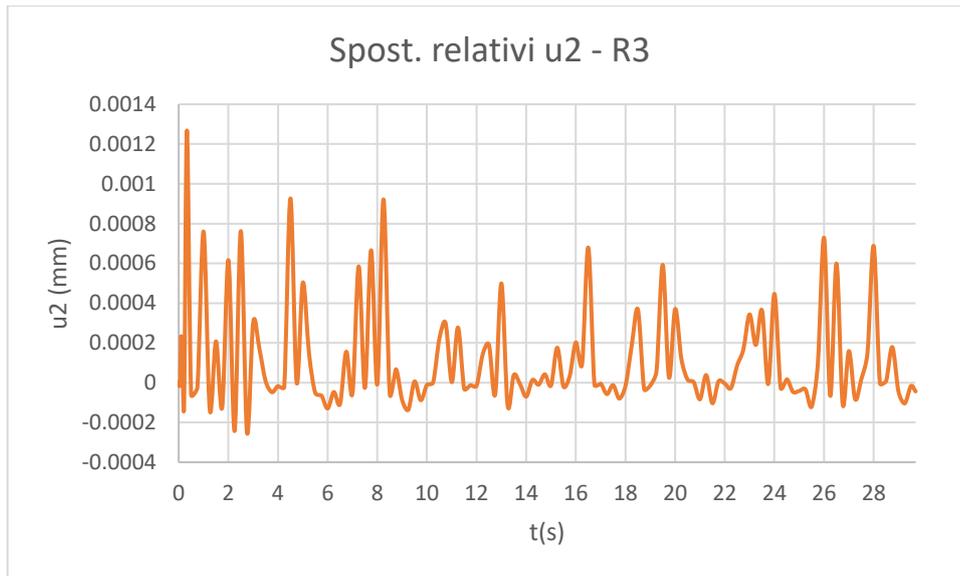


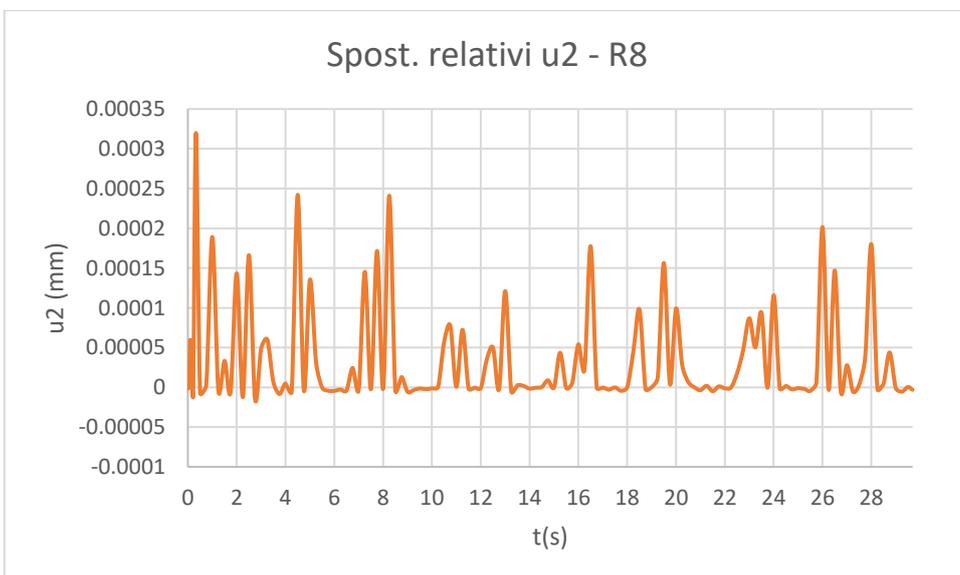
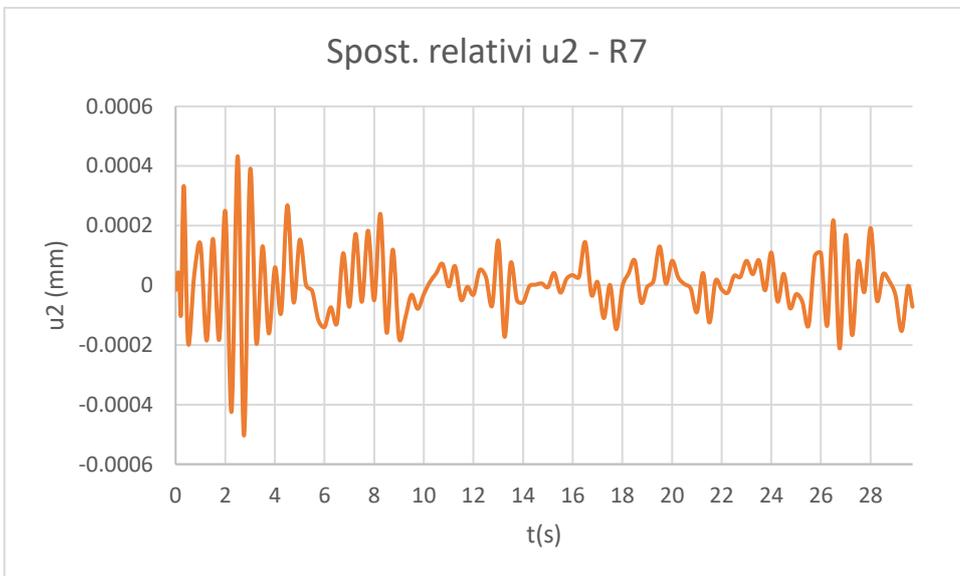
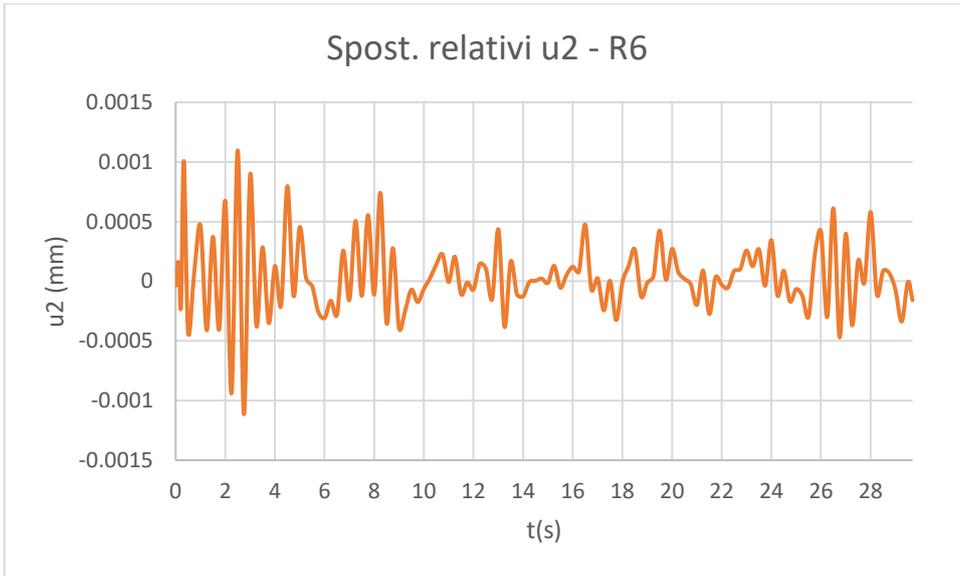


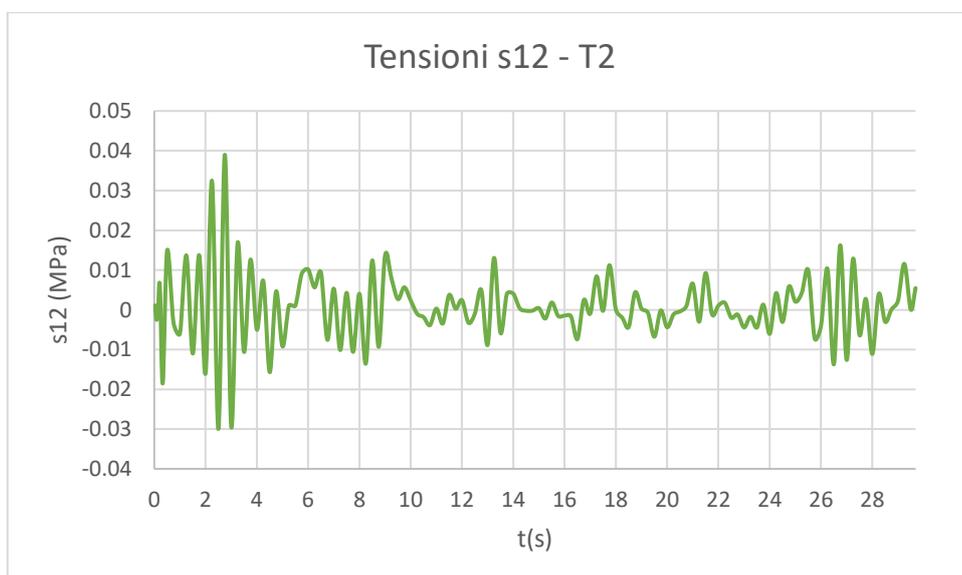
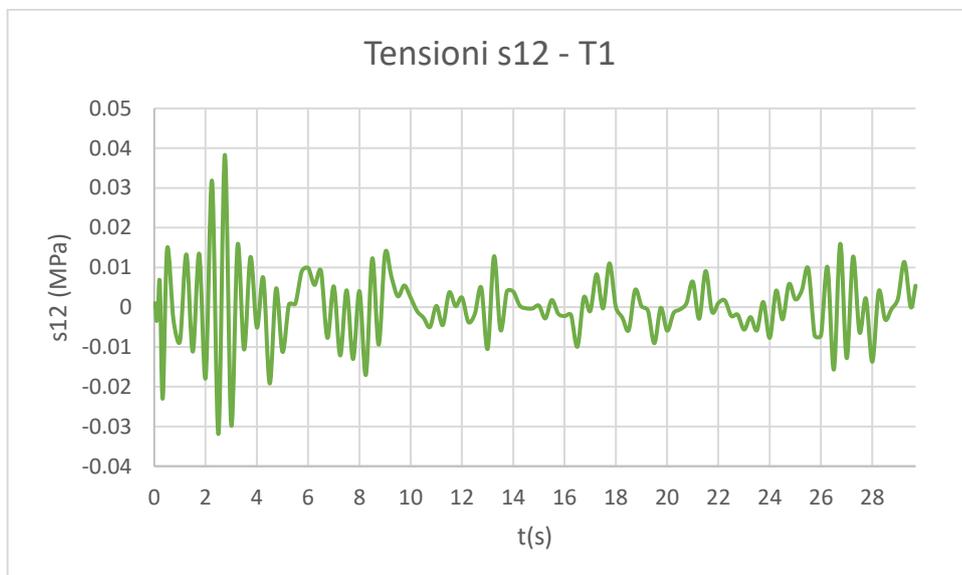
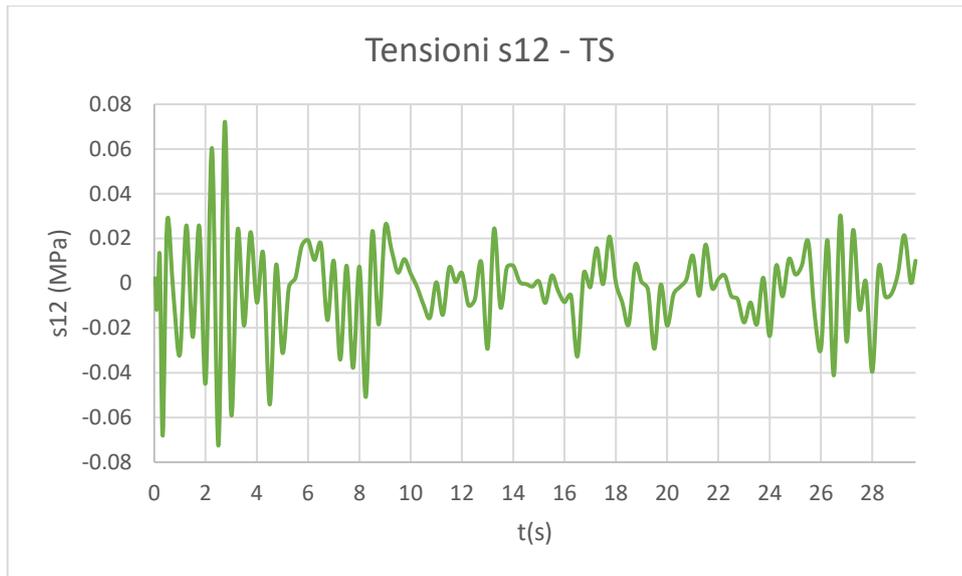


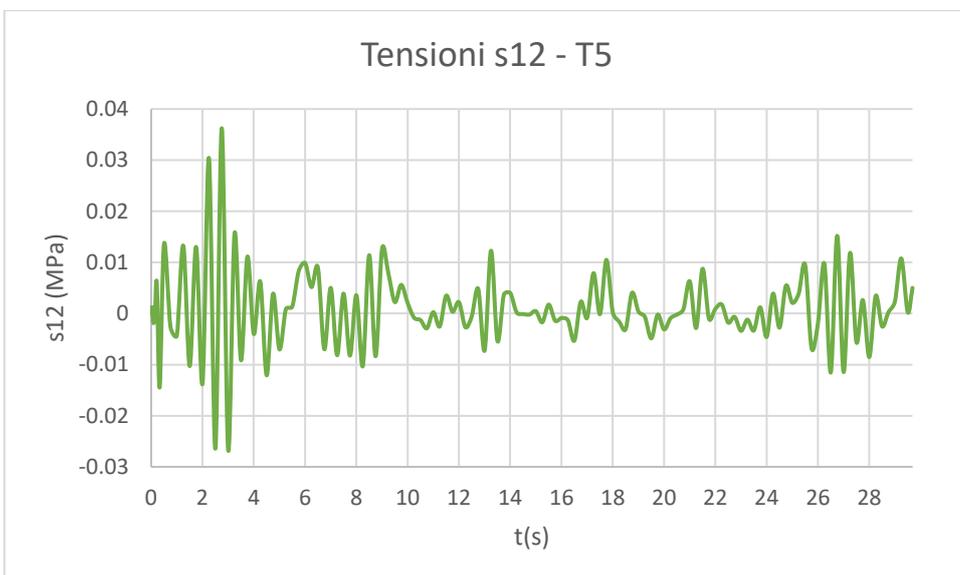
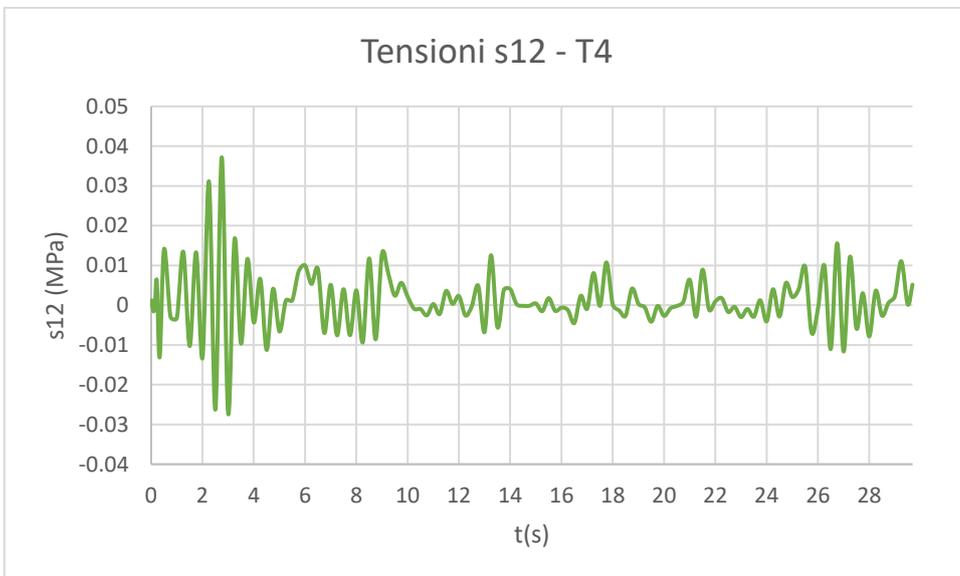
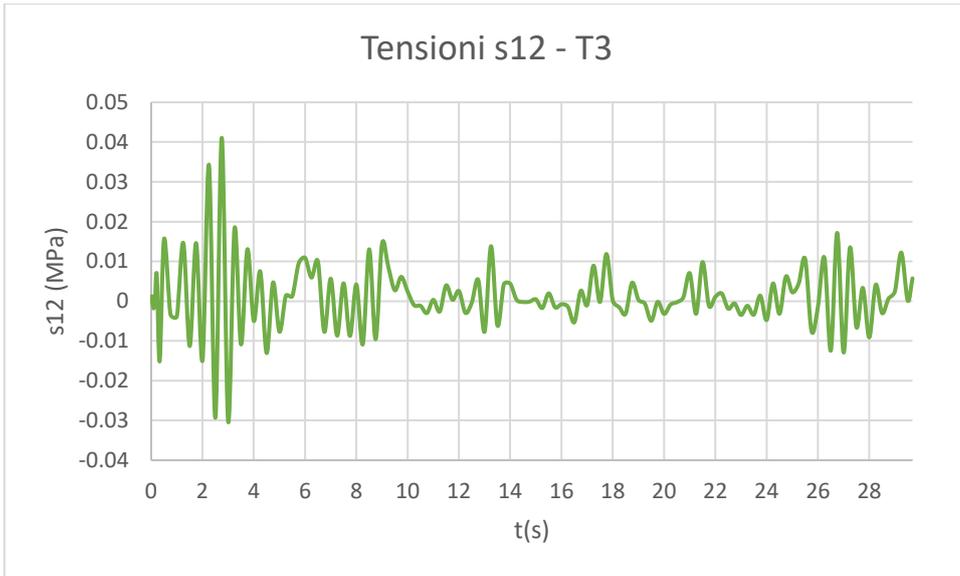


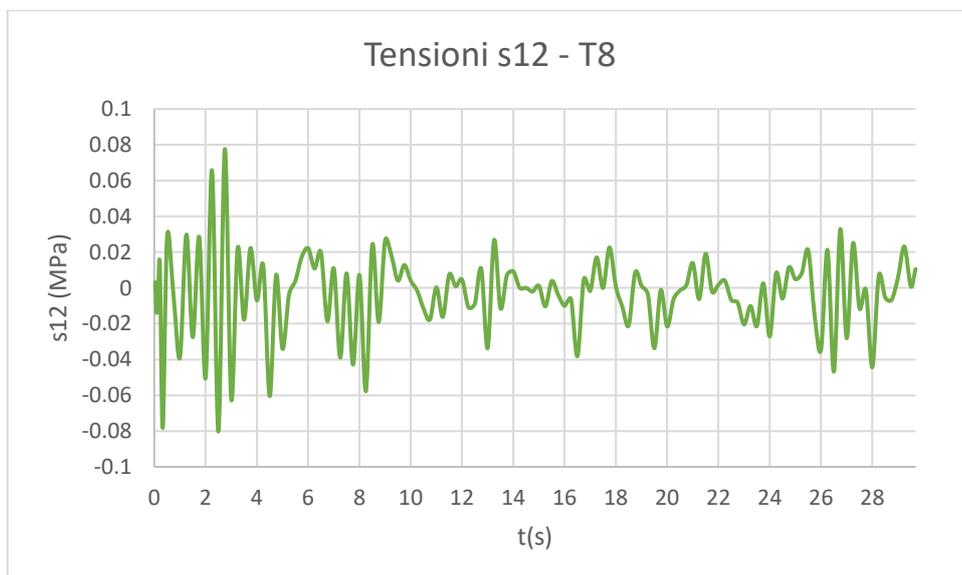
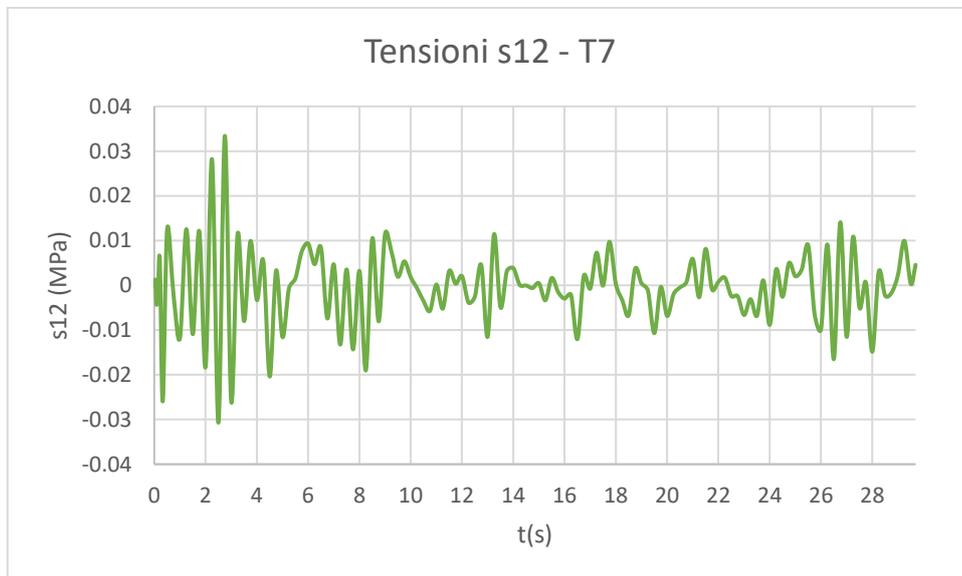
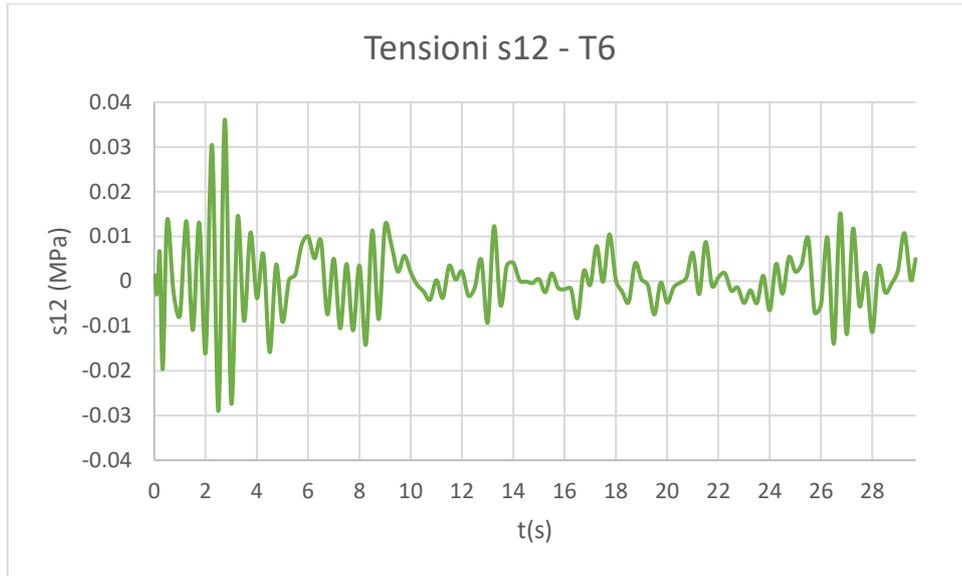




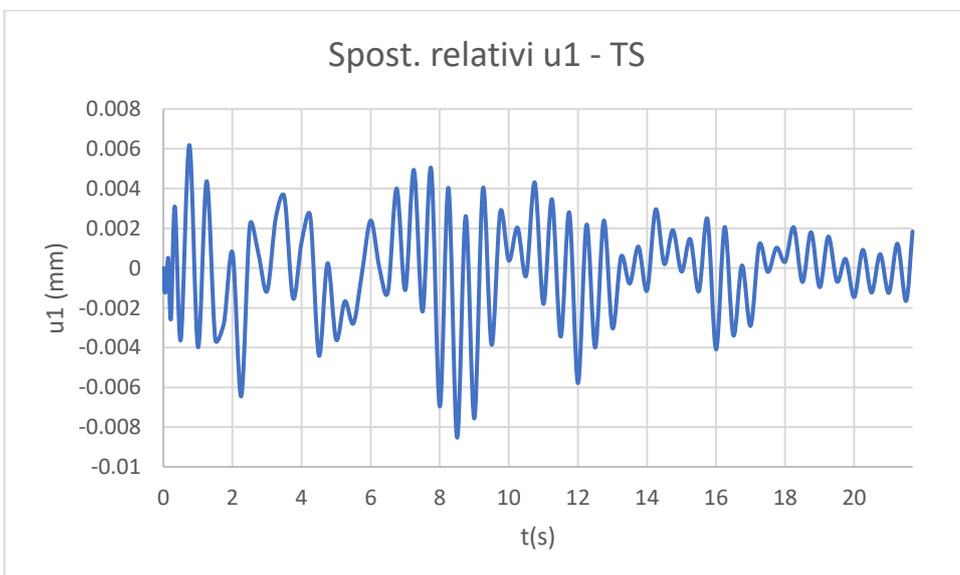
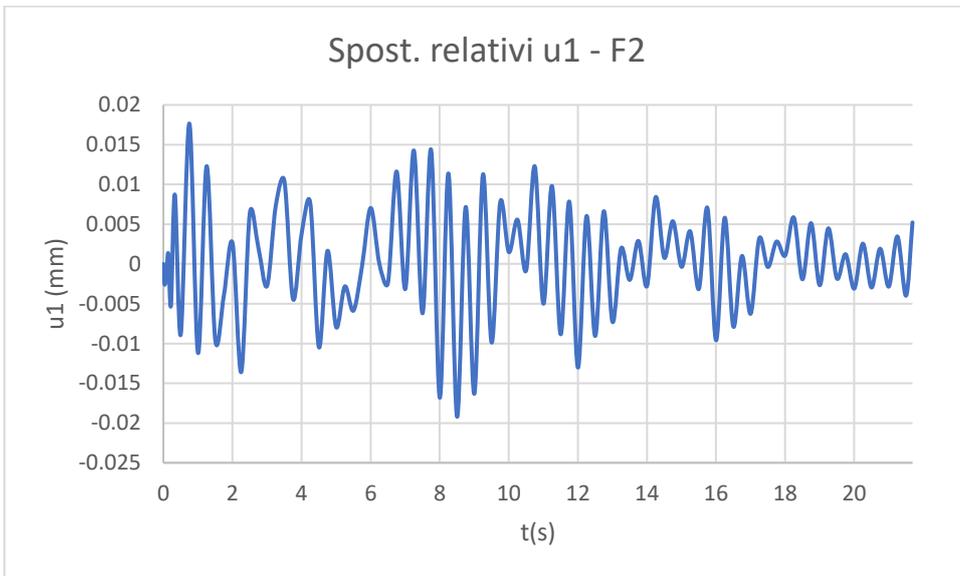
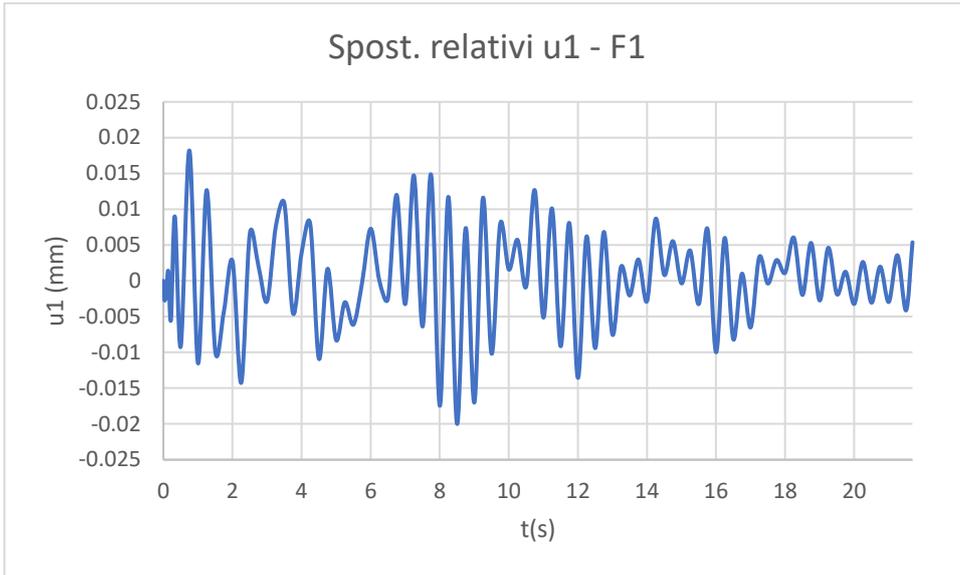


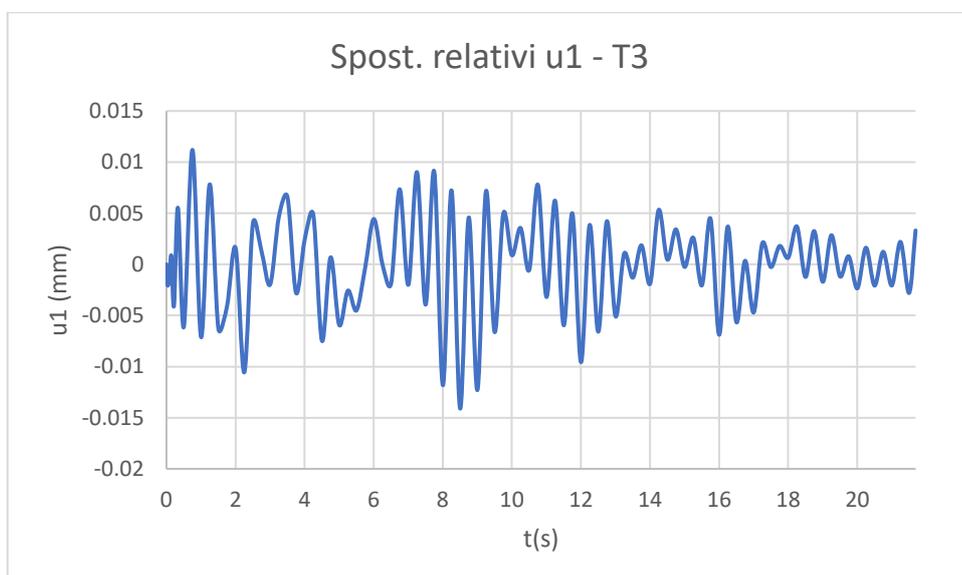
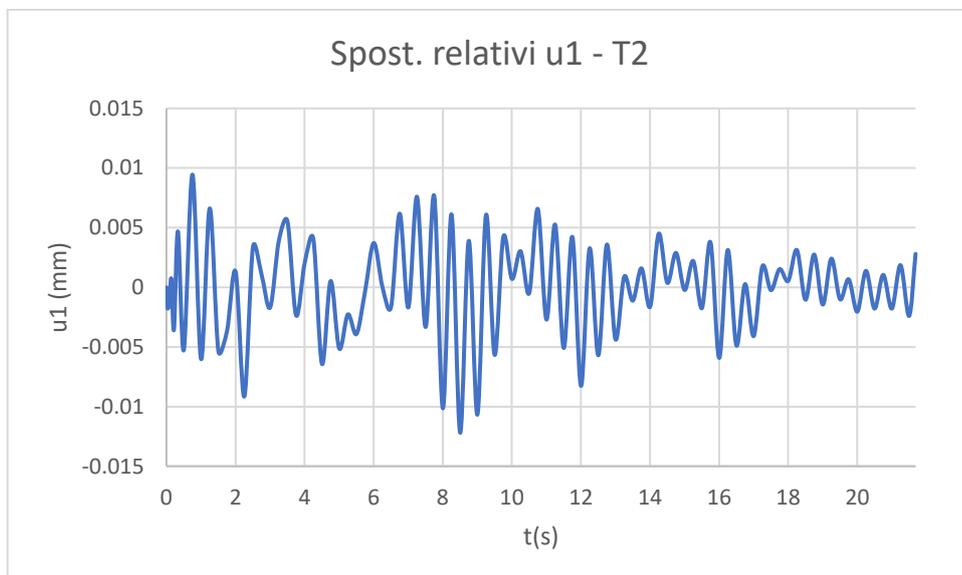
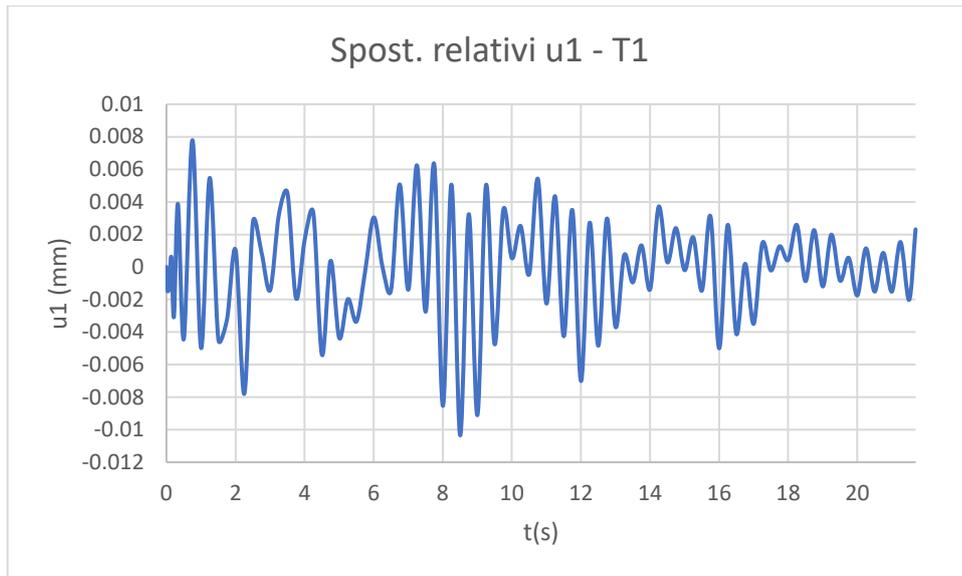


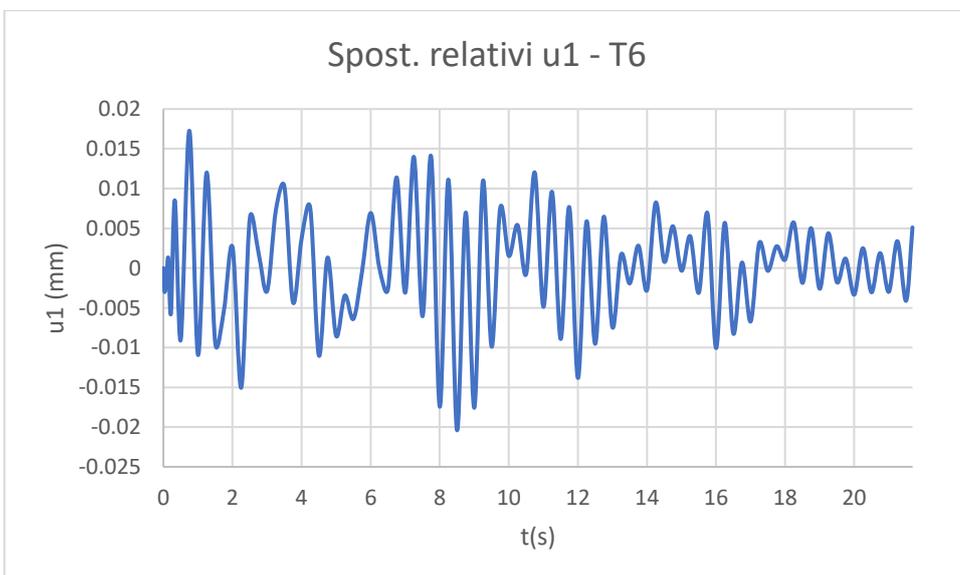
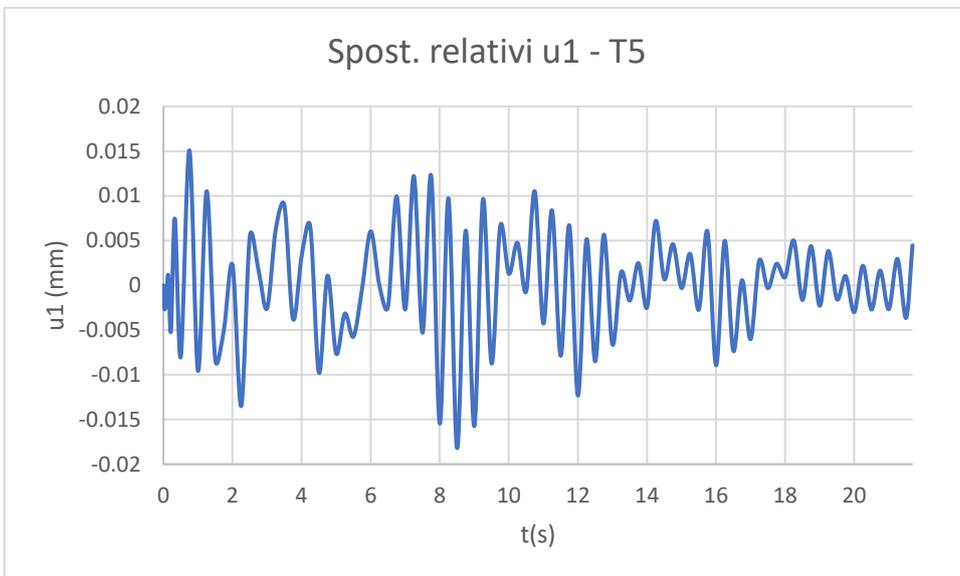
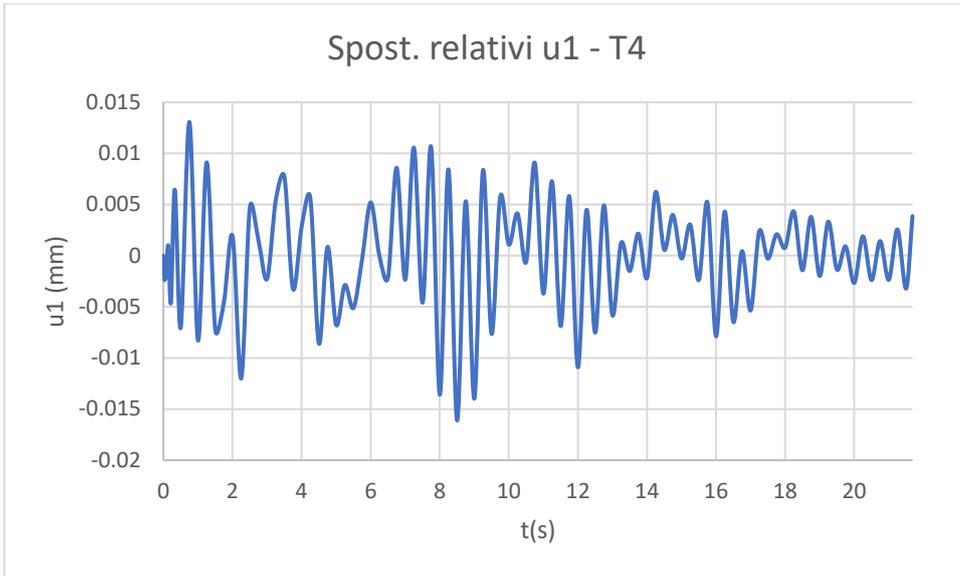


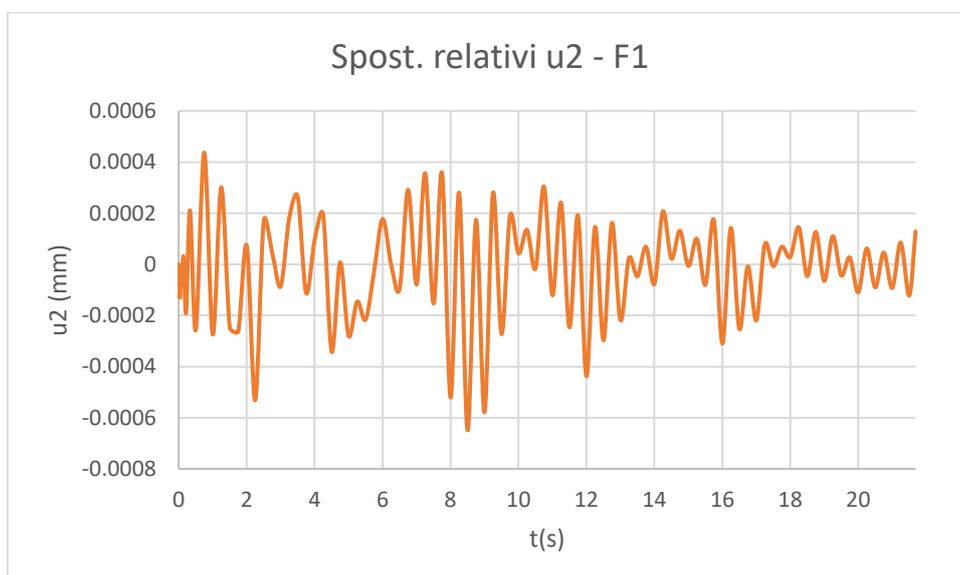
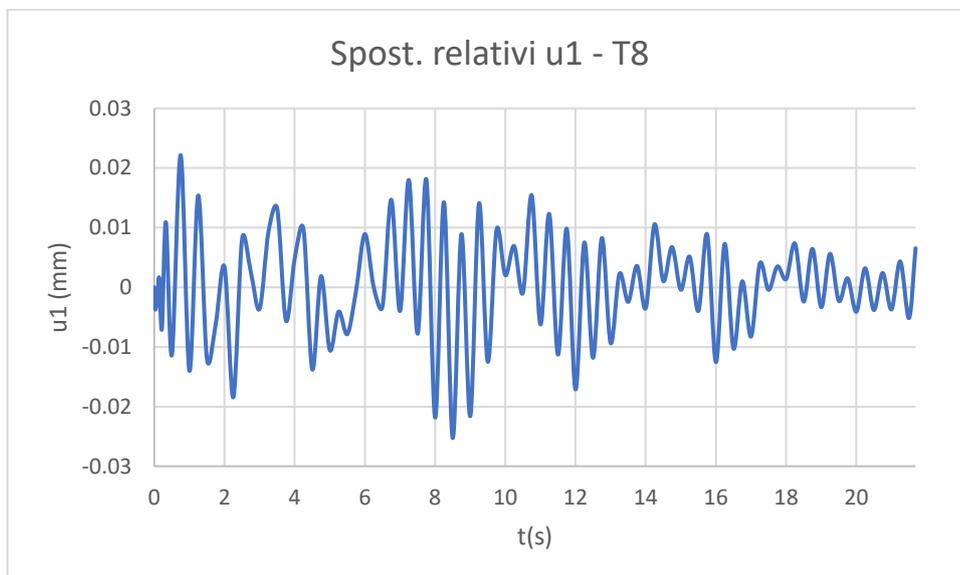
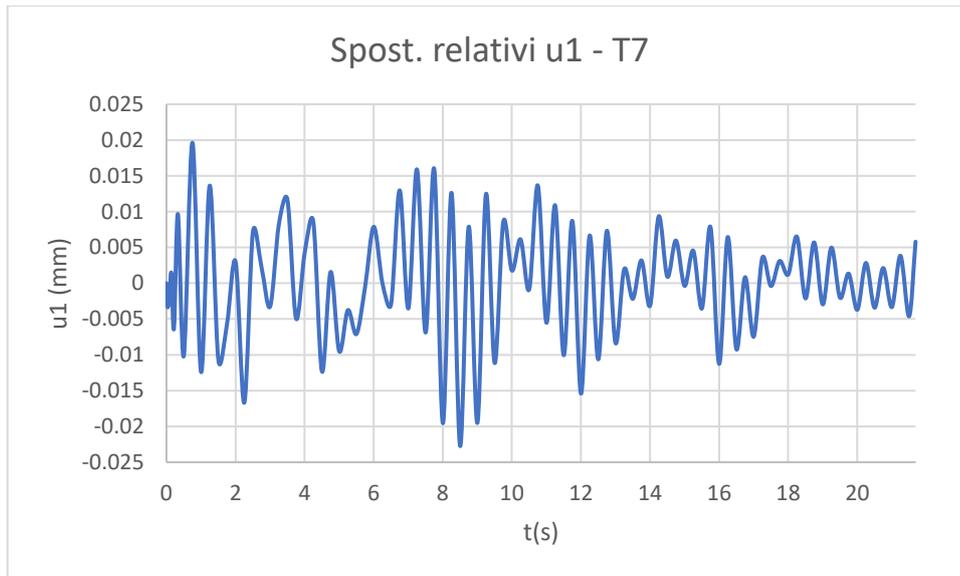


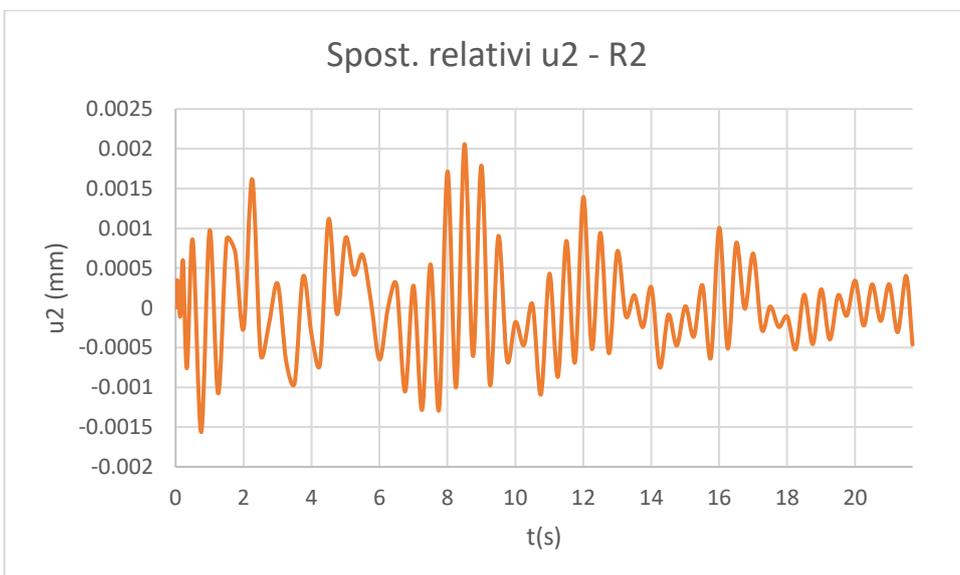
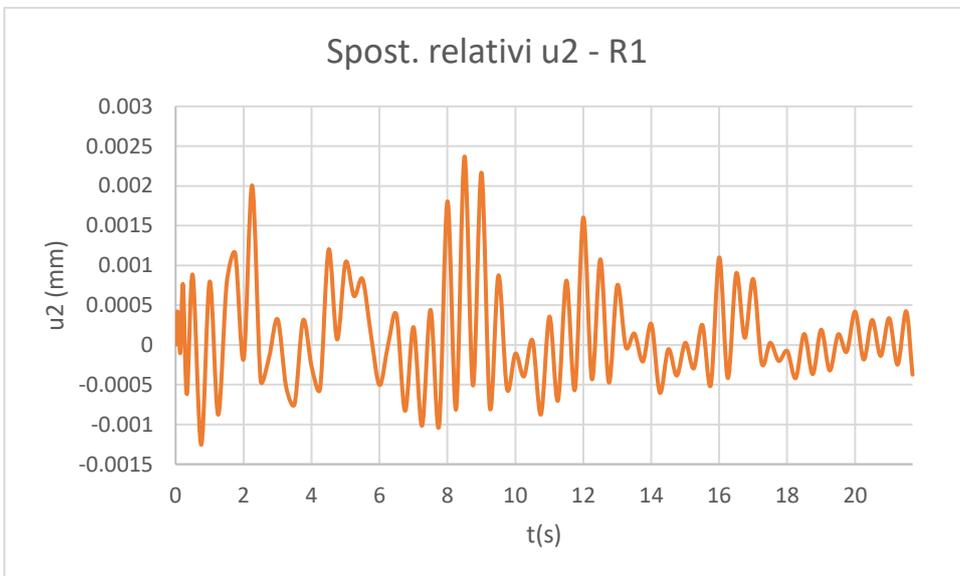
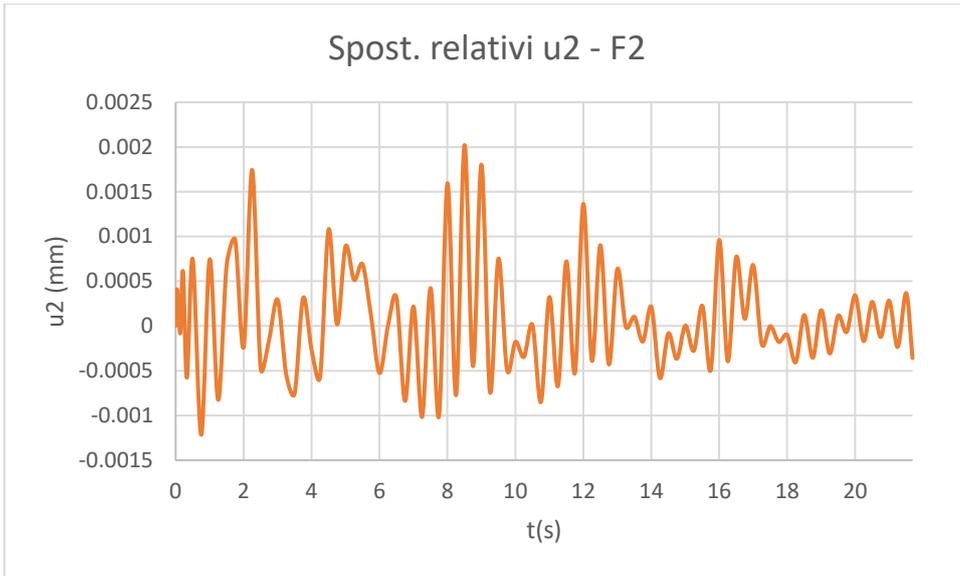
A3.2.1.2 Time history REC2, ID 357

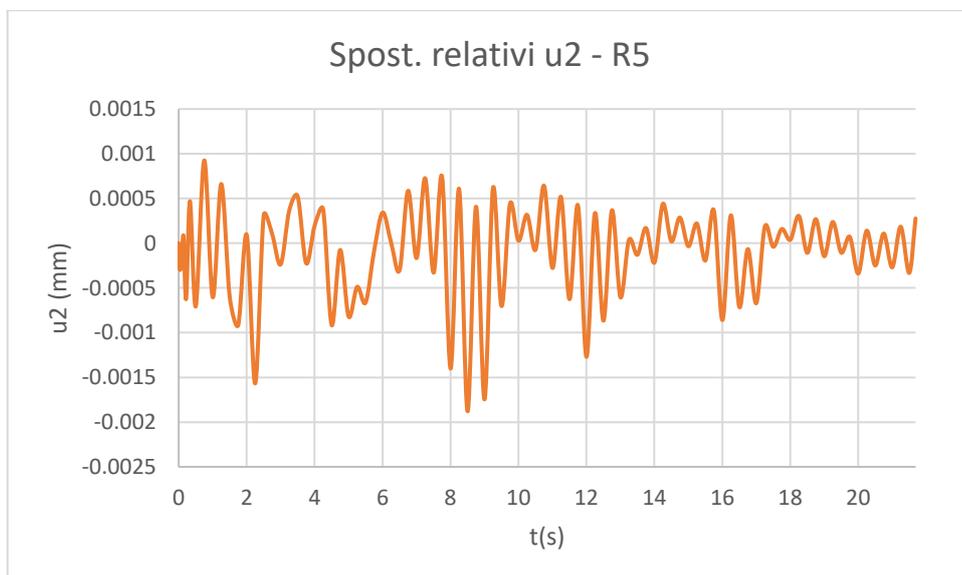
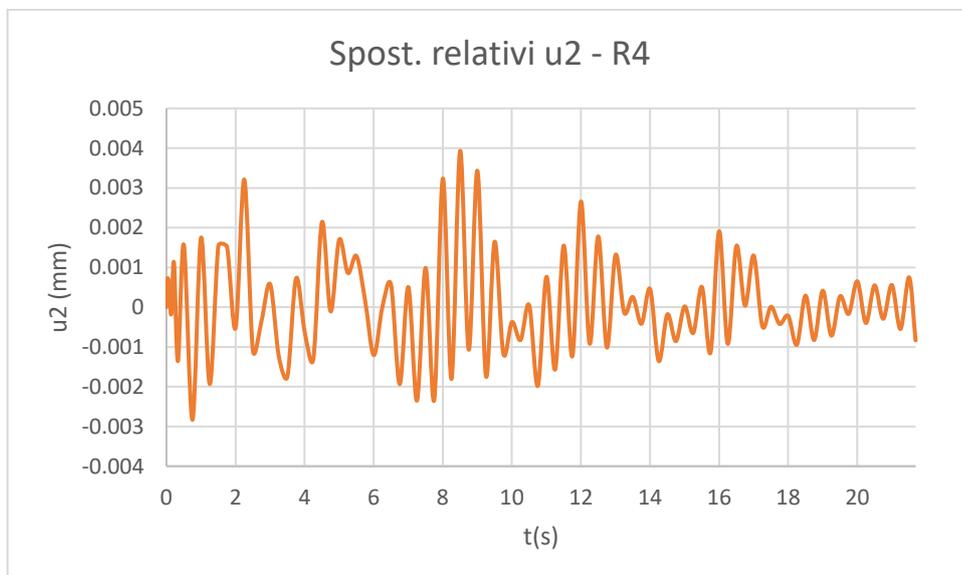
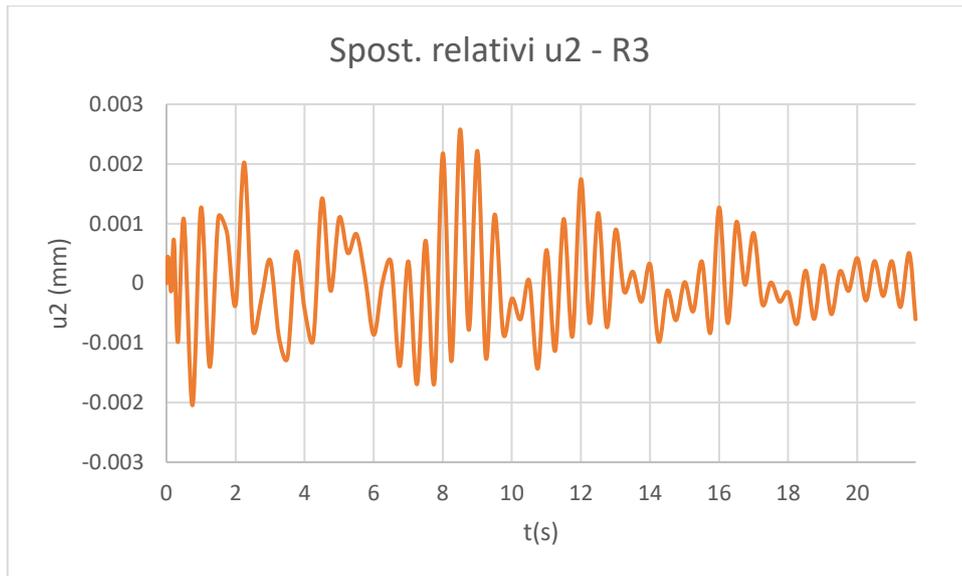


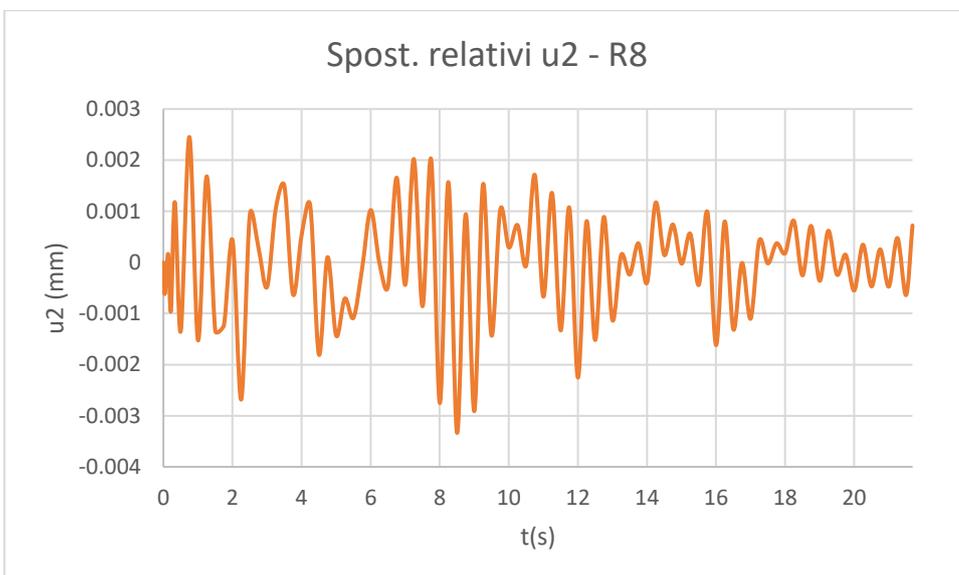
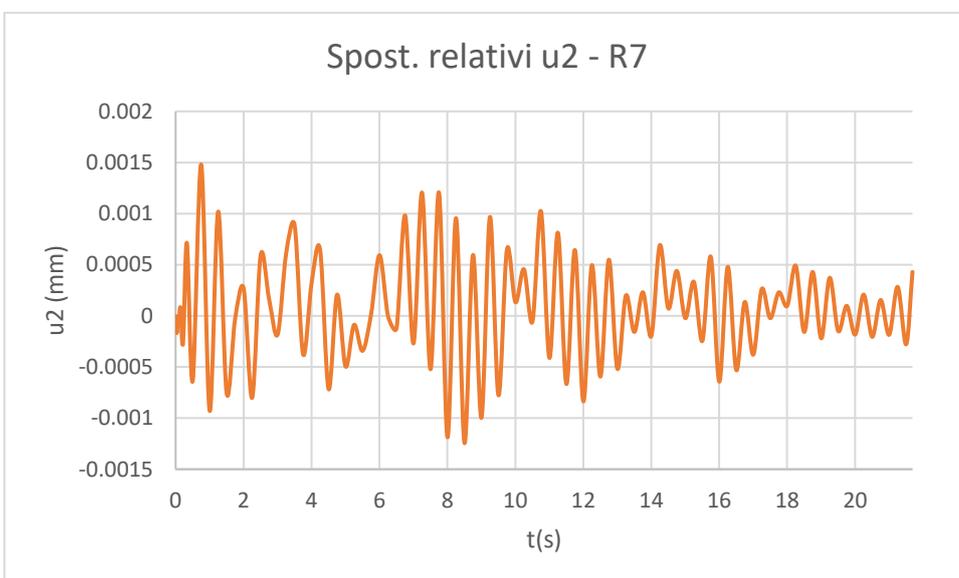
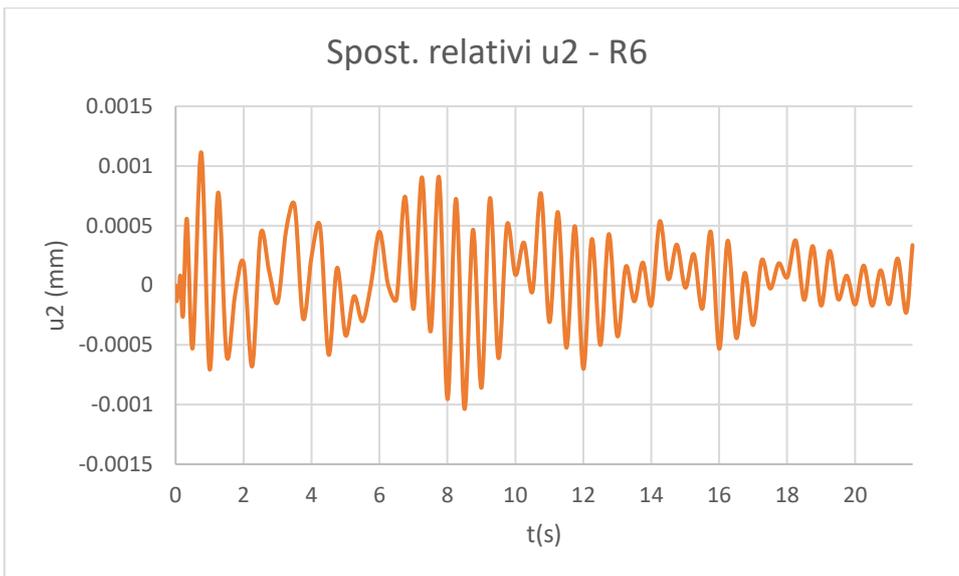


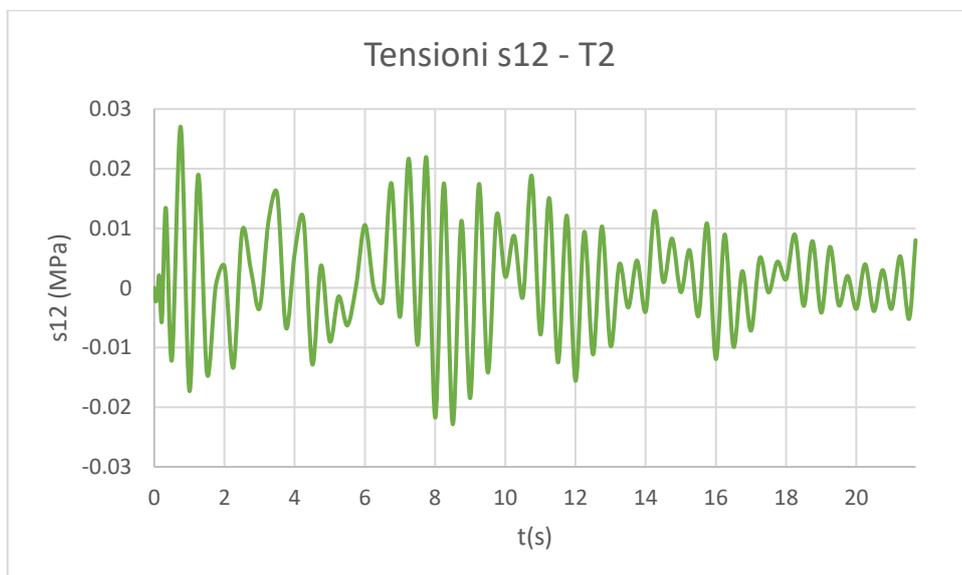
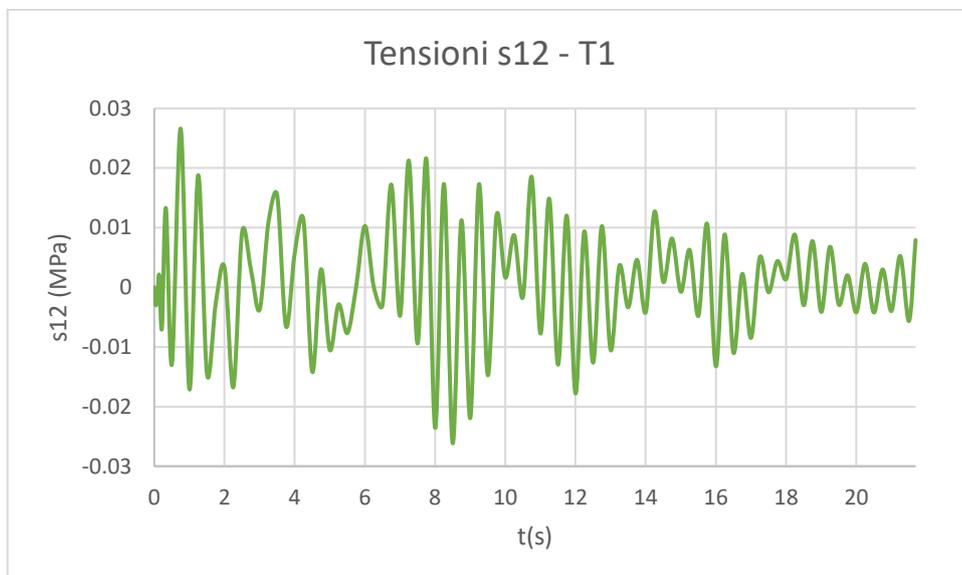
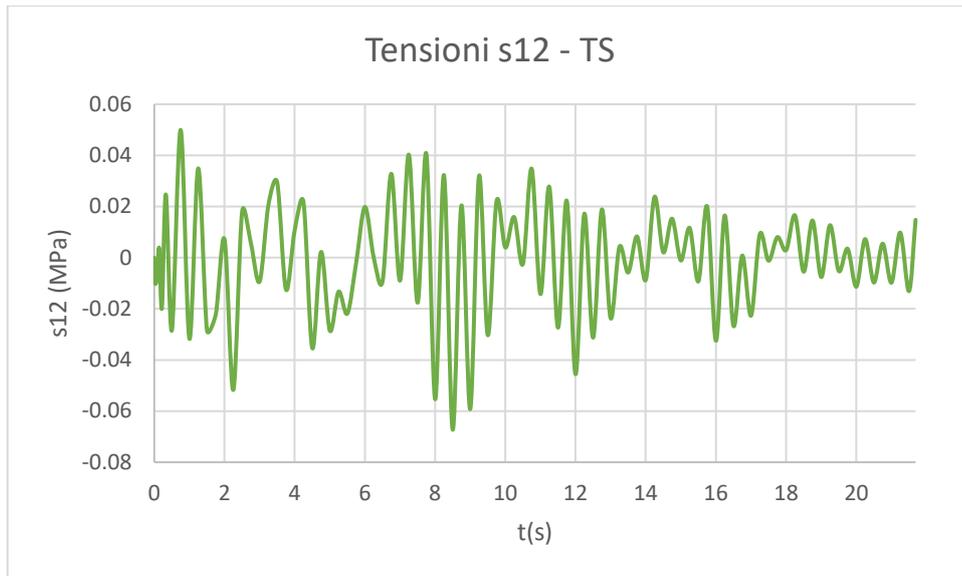


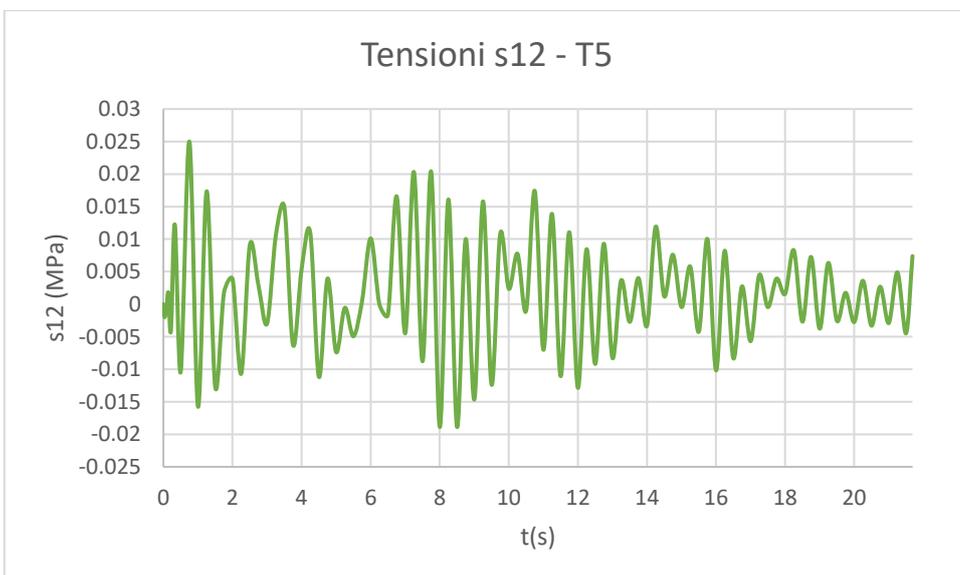
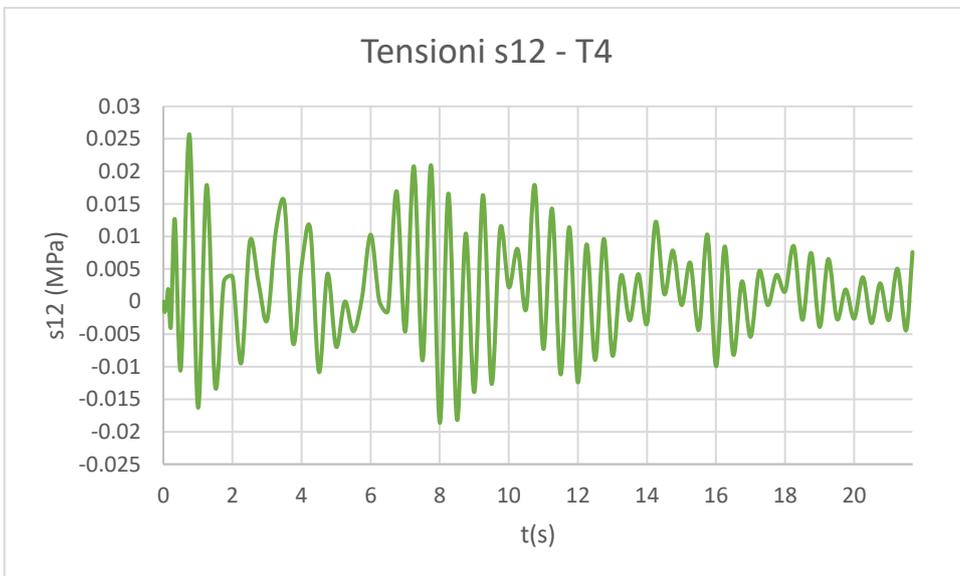
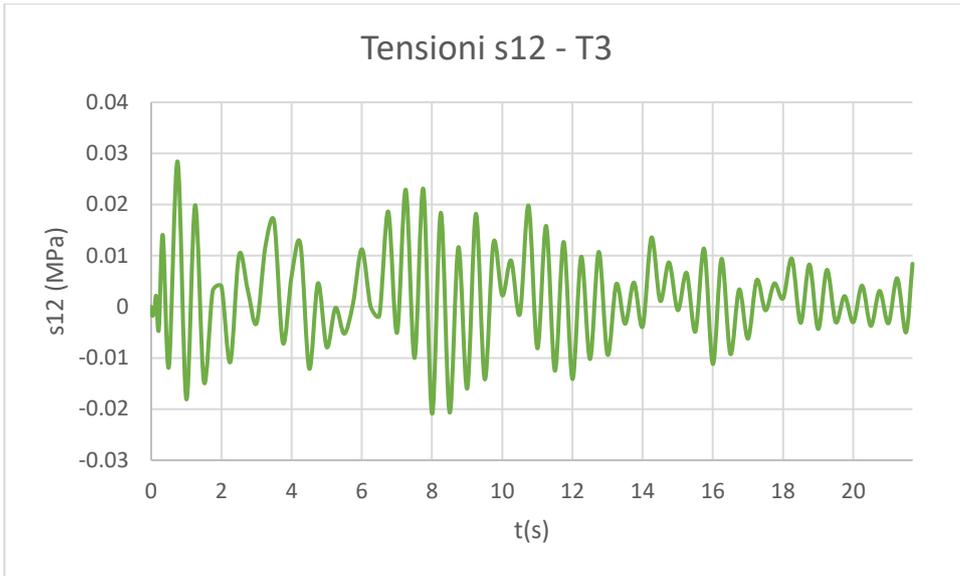


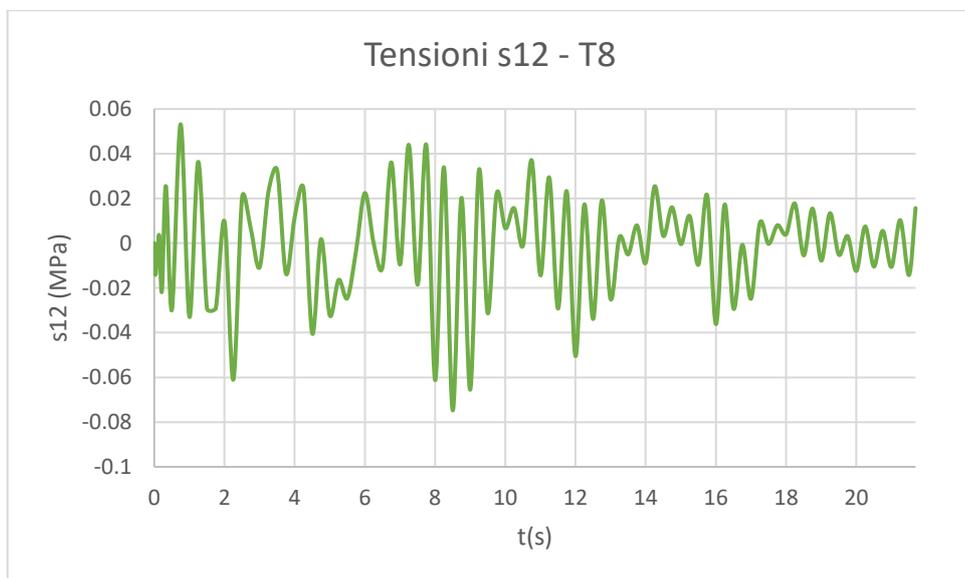
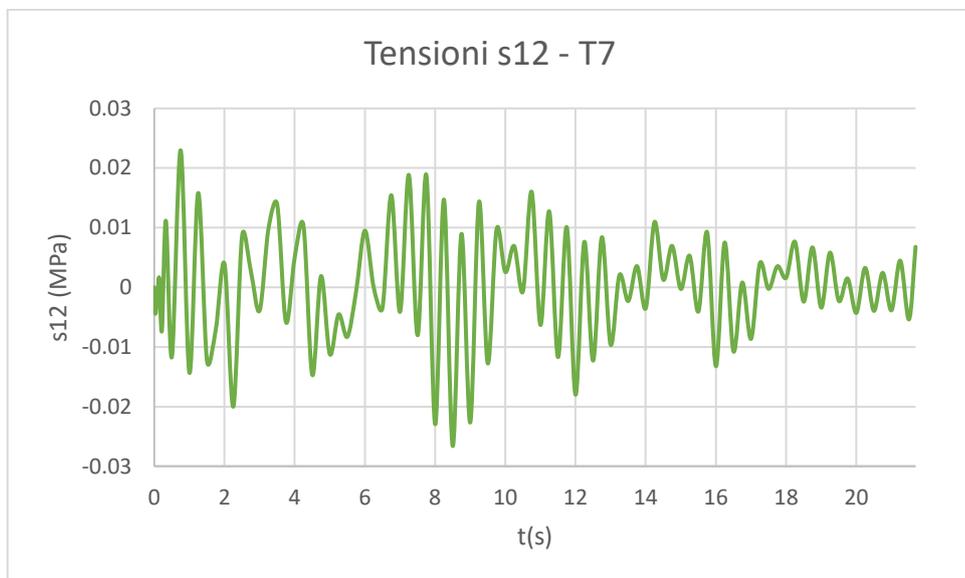
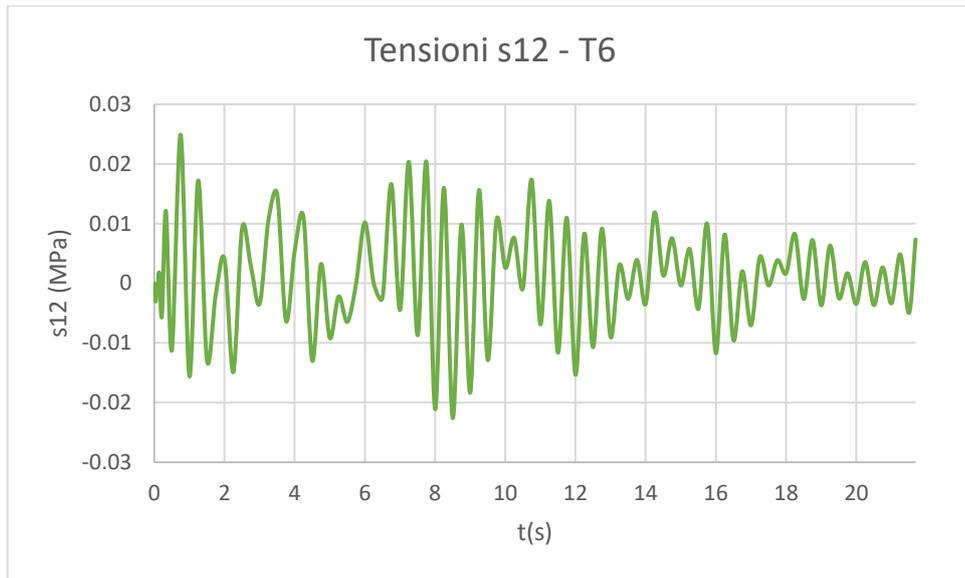




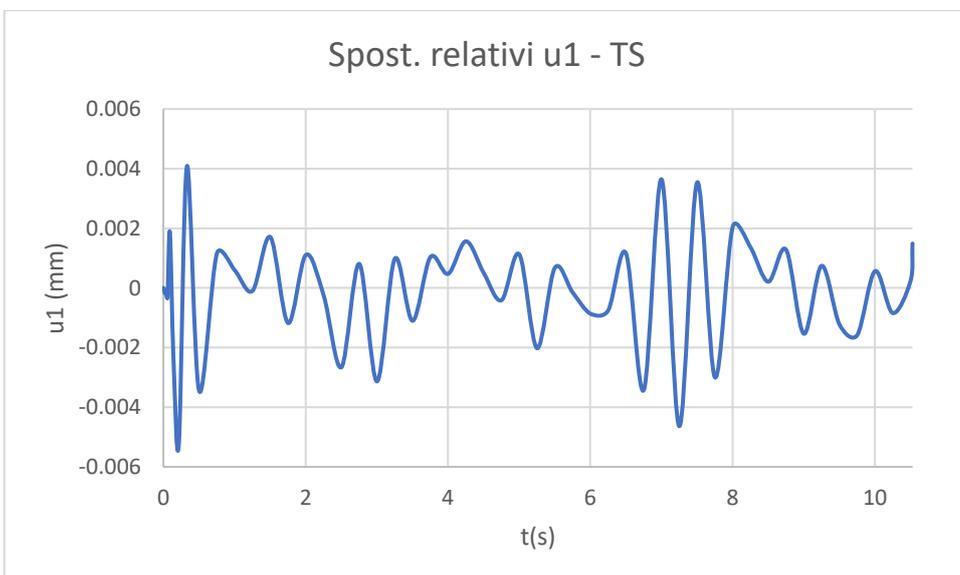
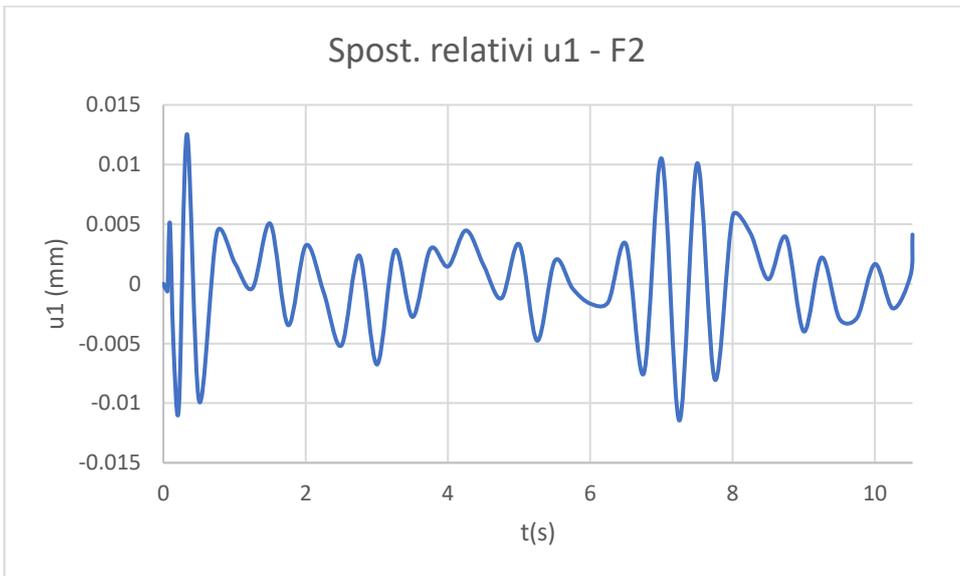
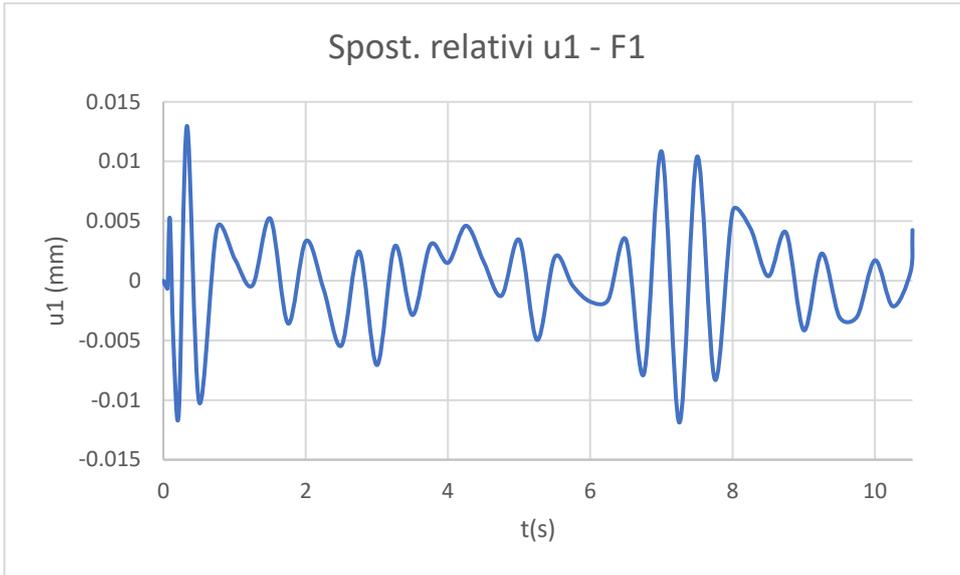


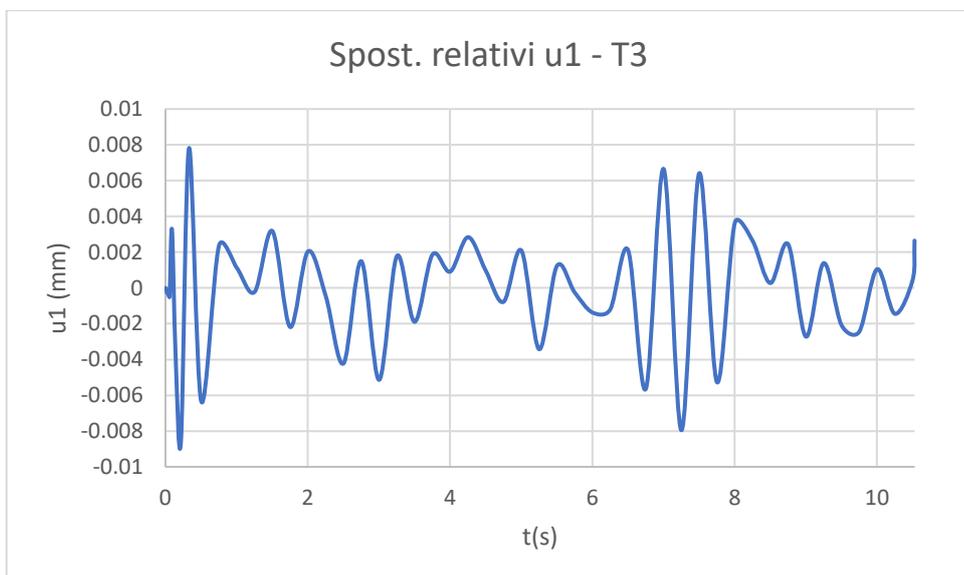
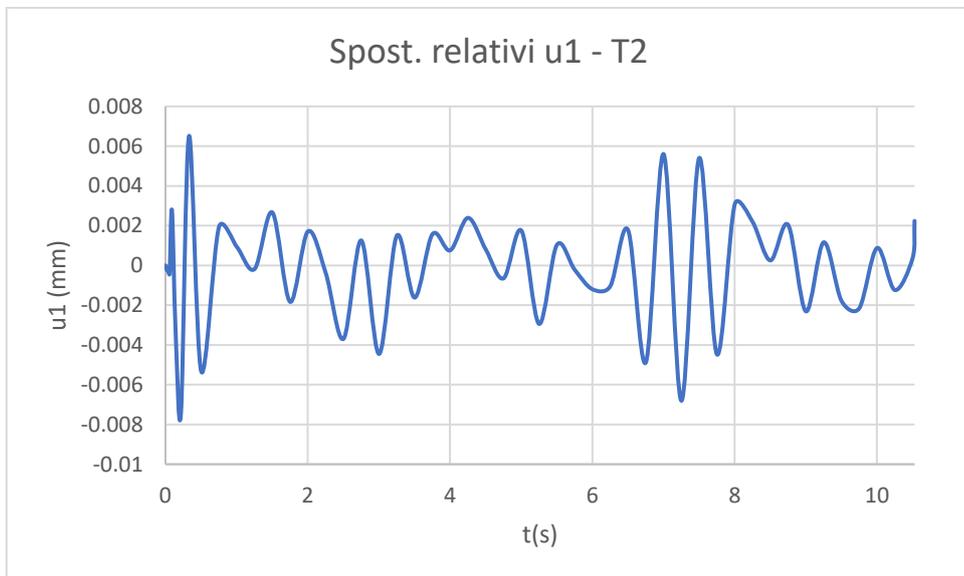
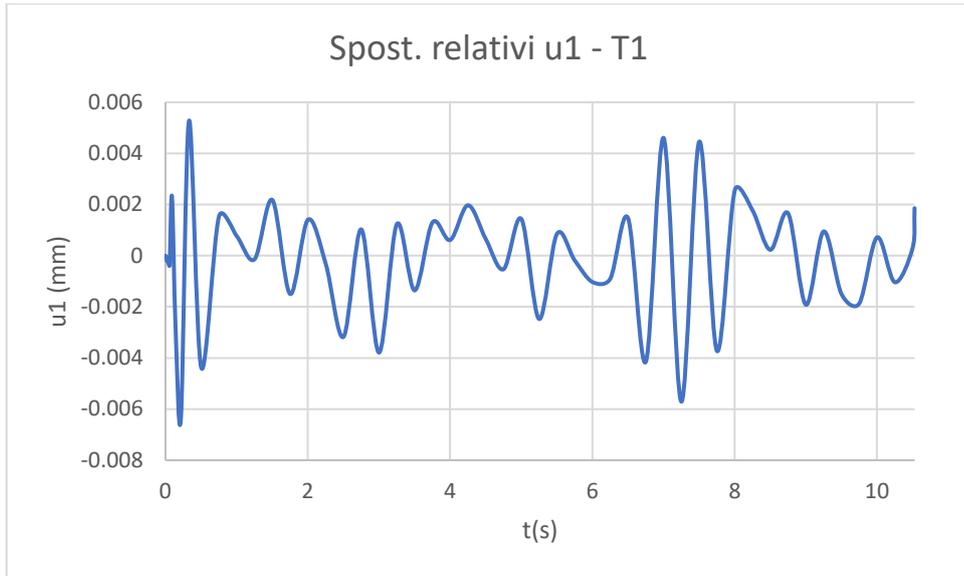


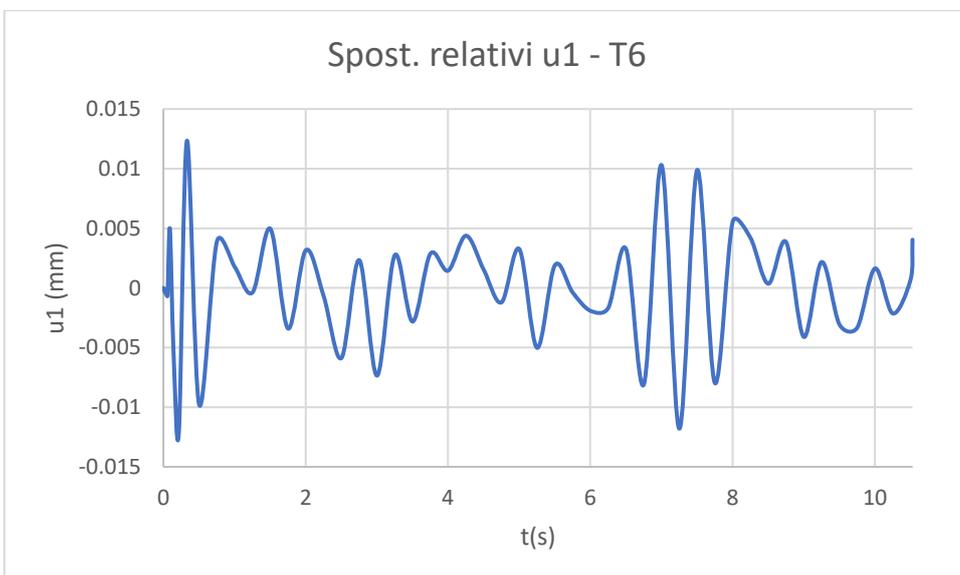
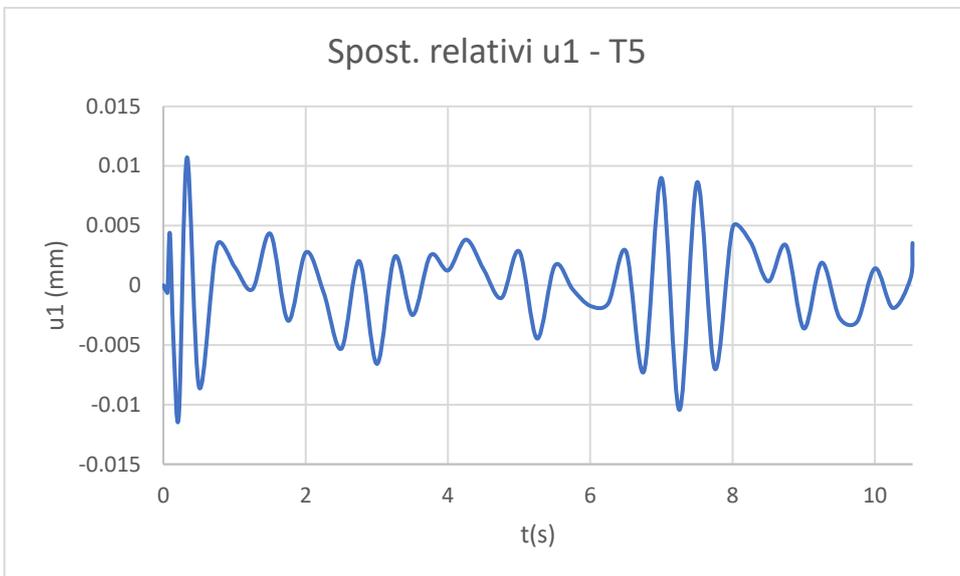
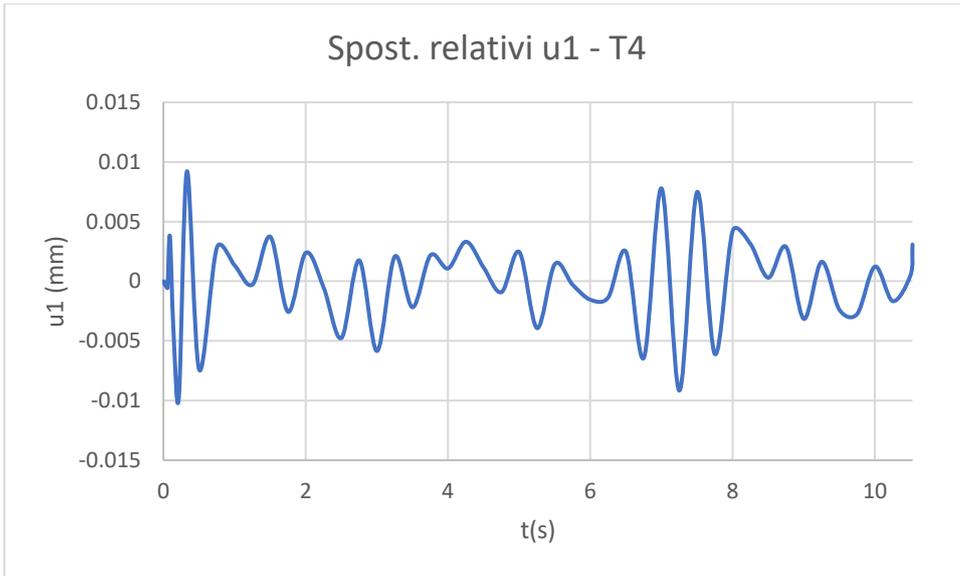


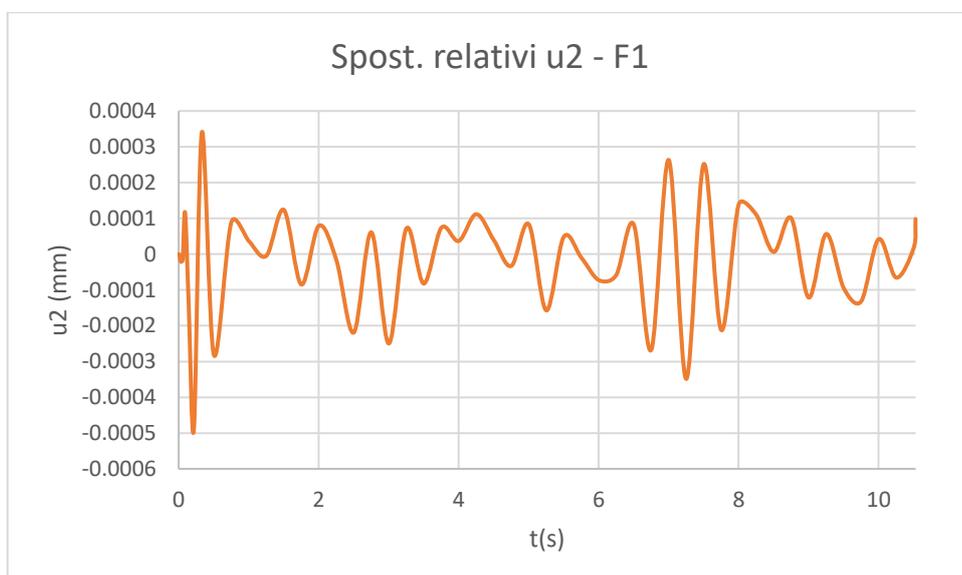
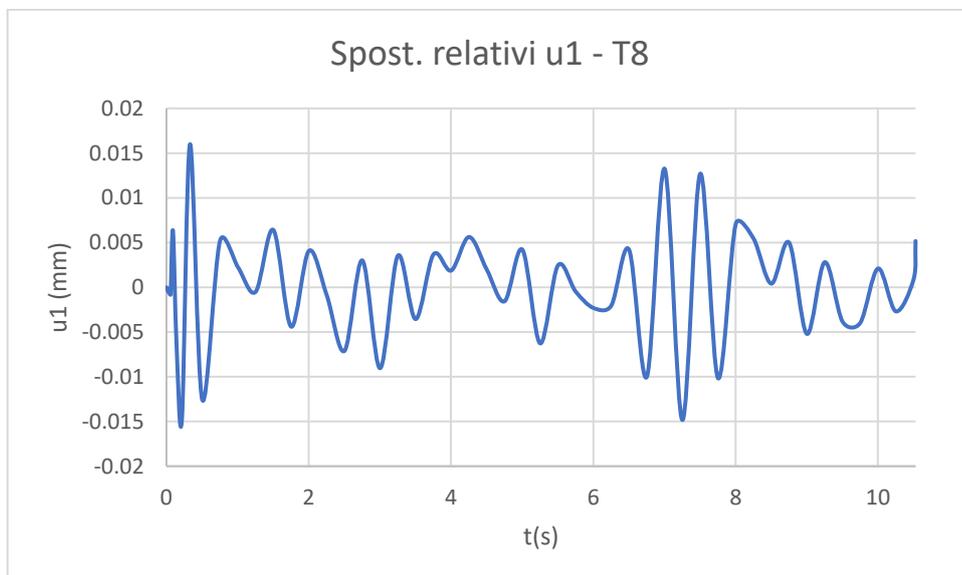
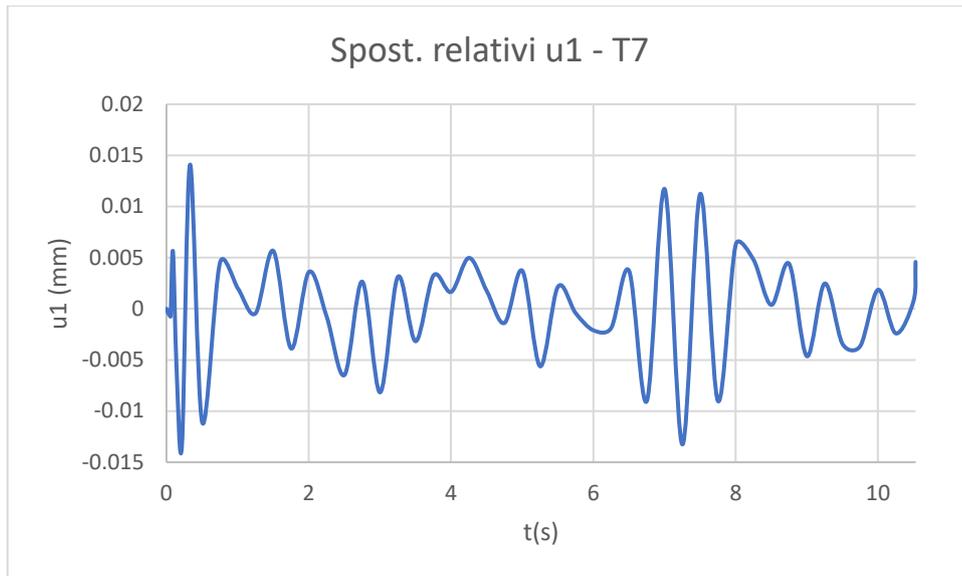


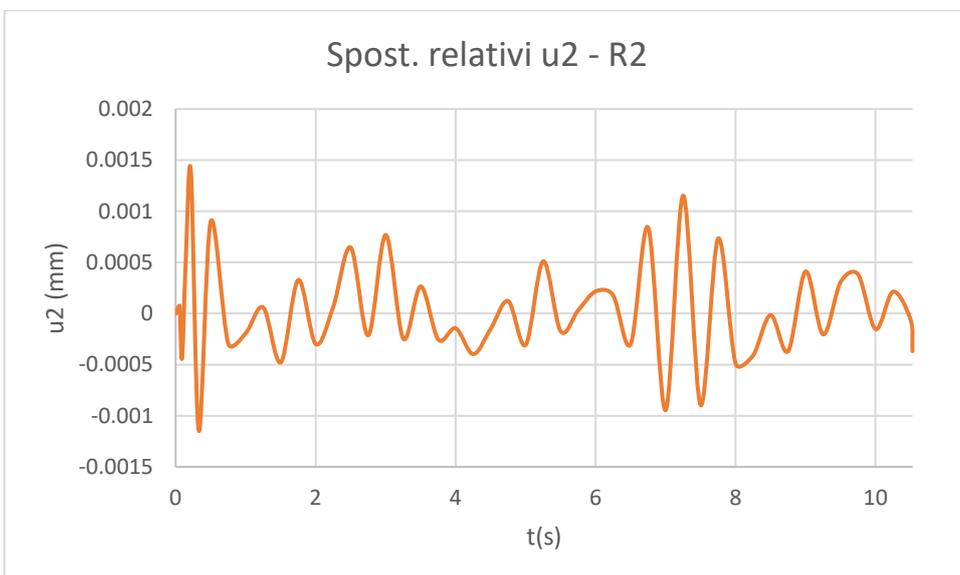
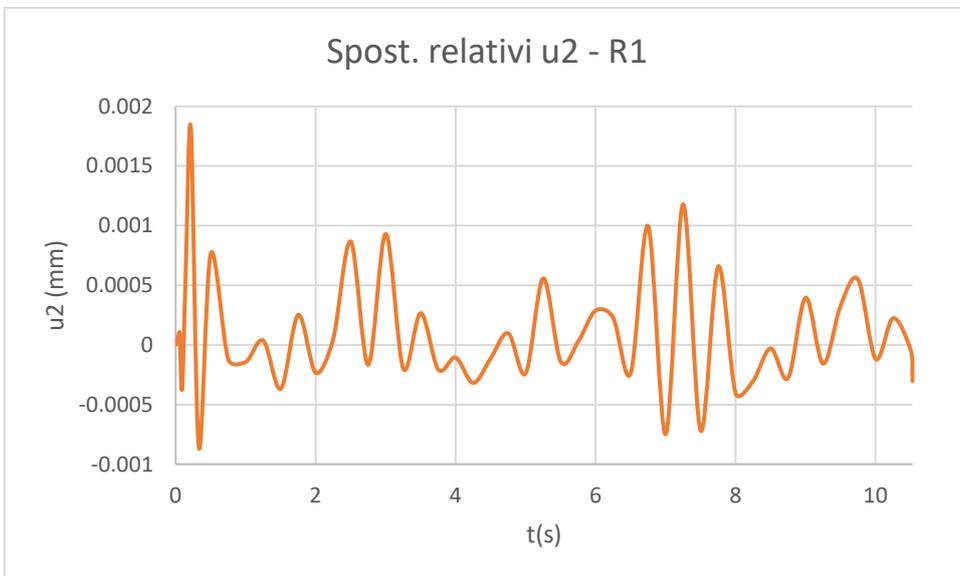
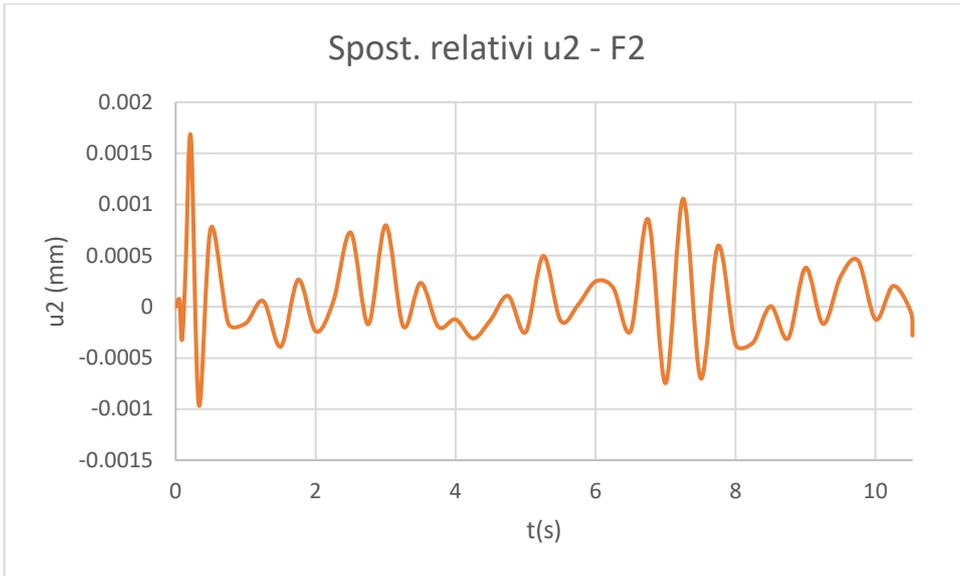
A3.2.1.3 Time history REC3, ID 5828

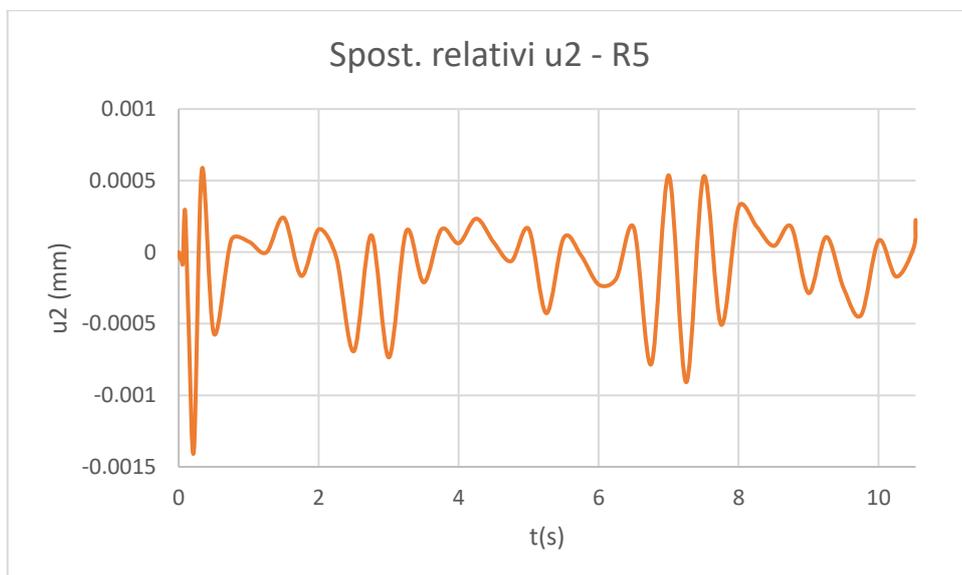
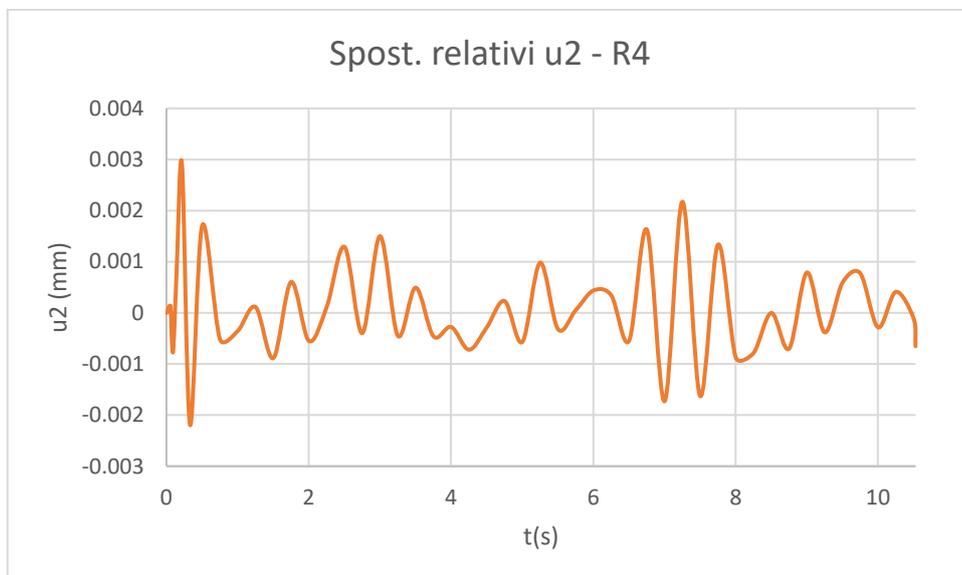
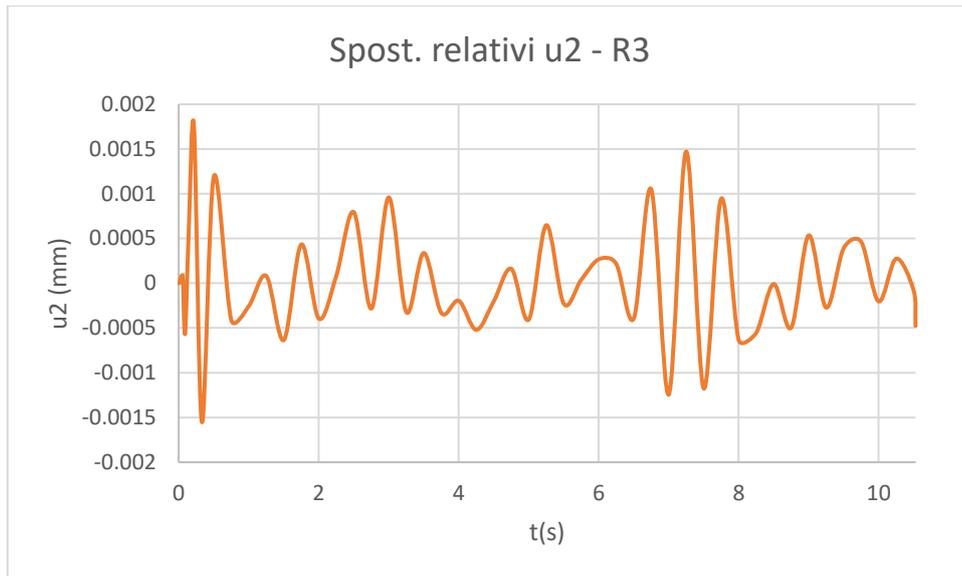


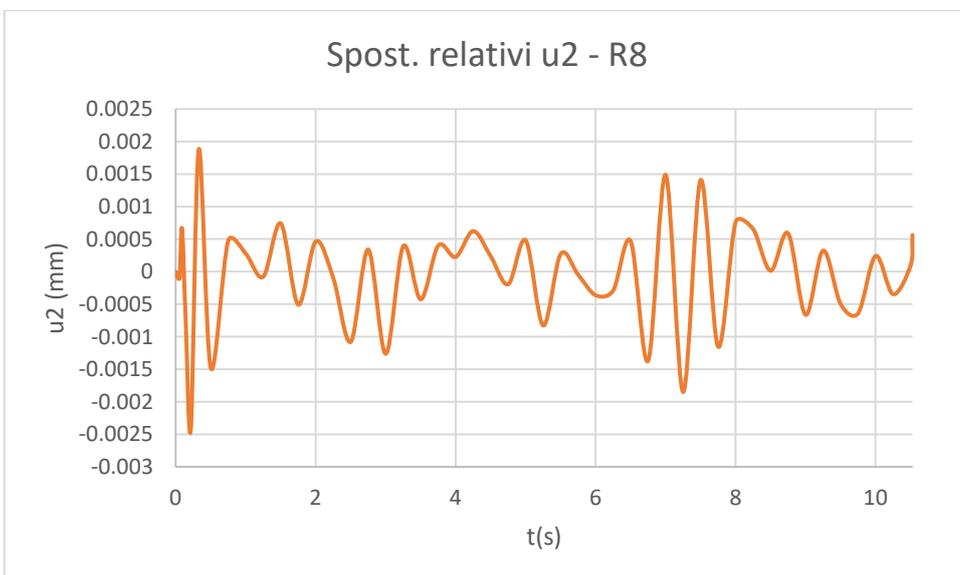
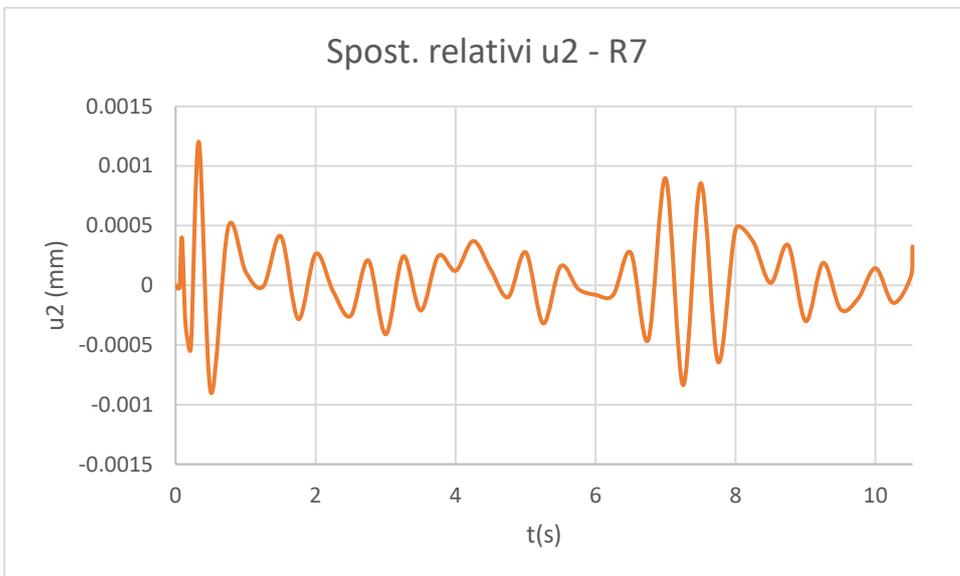
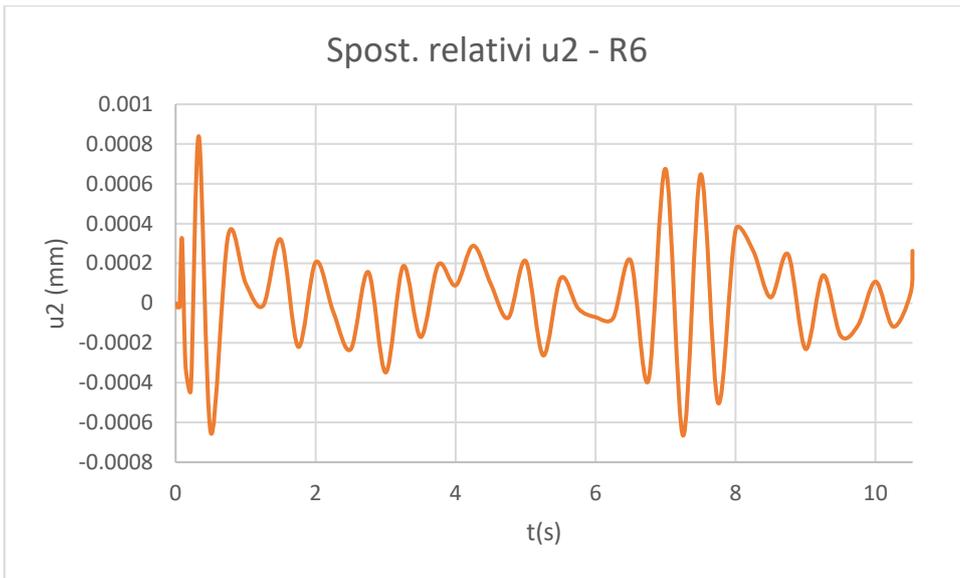


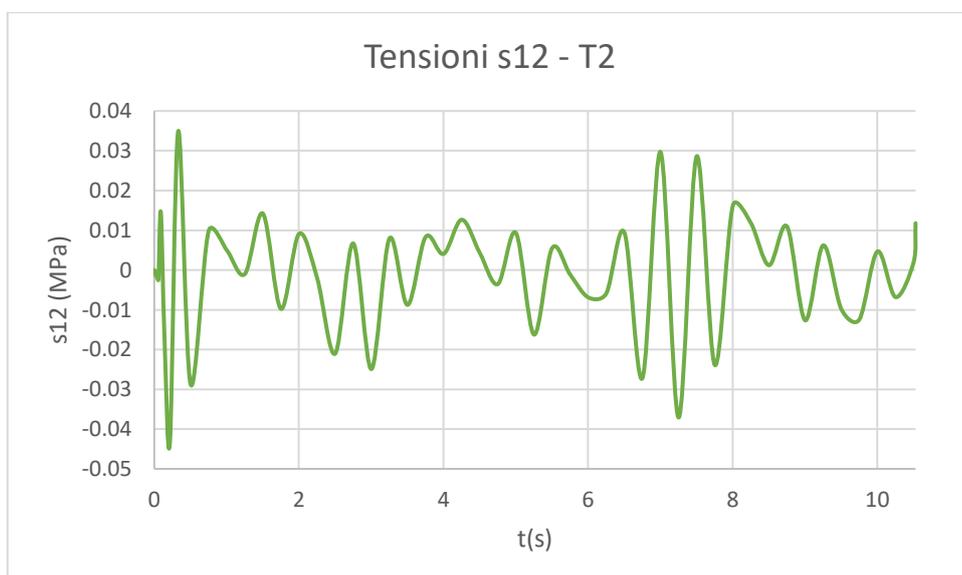
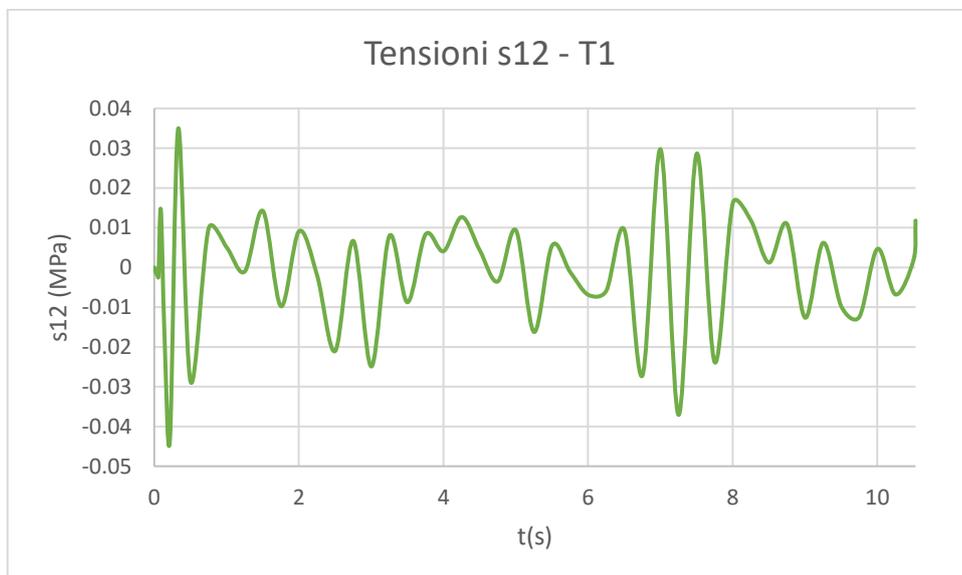
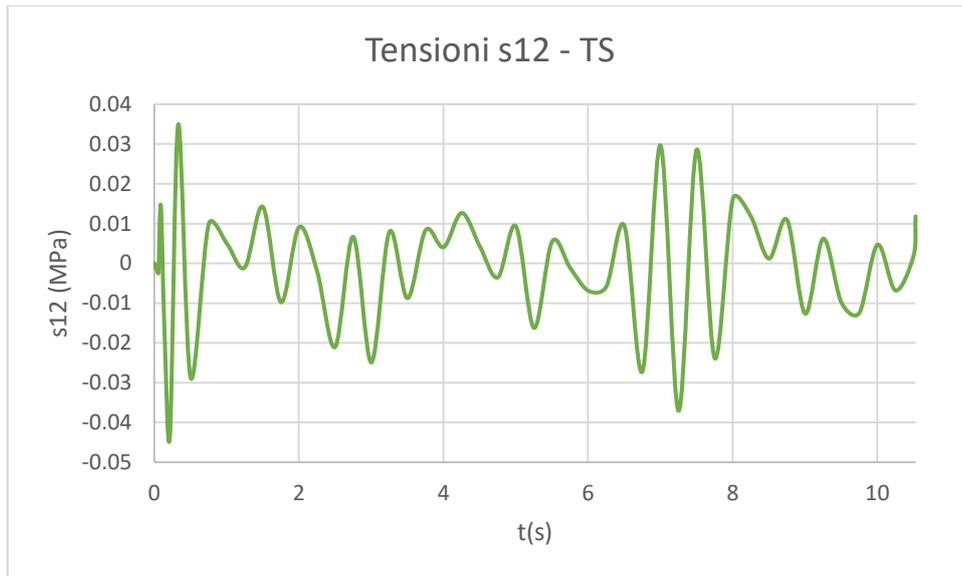


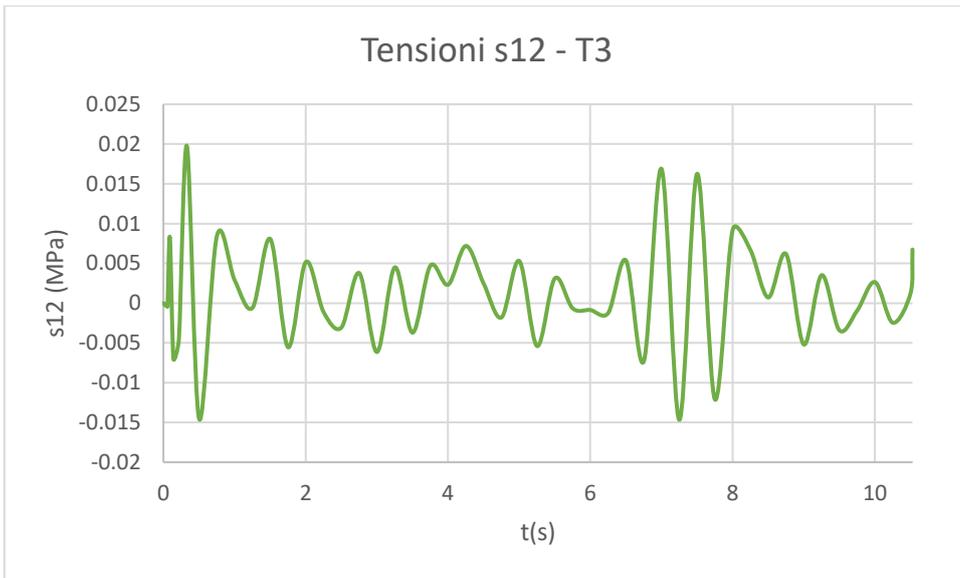


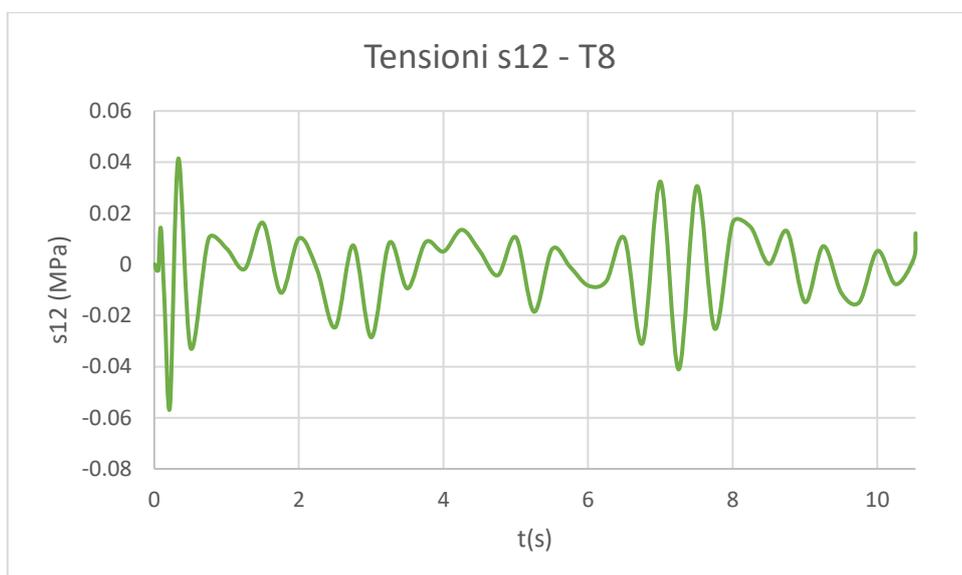
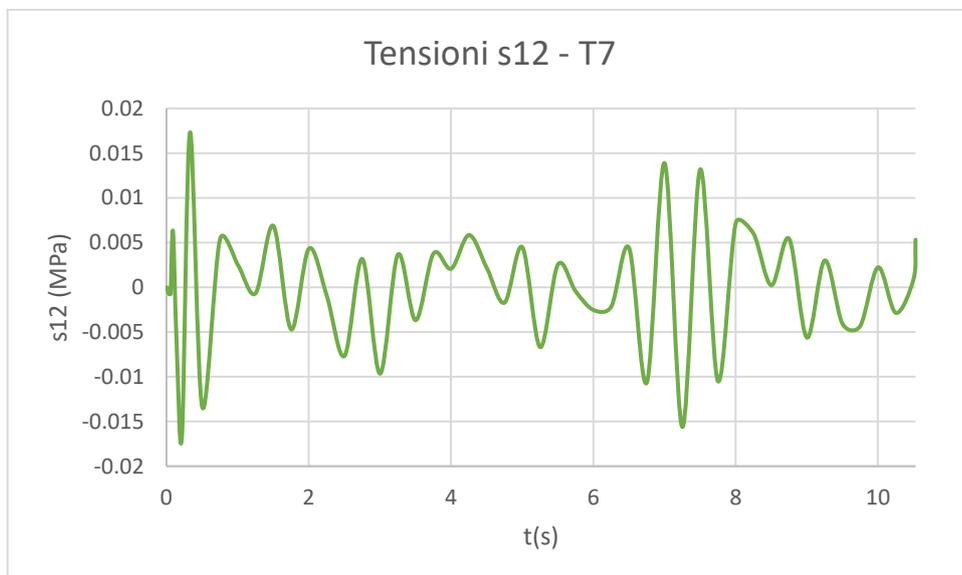
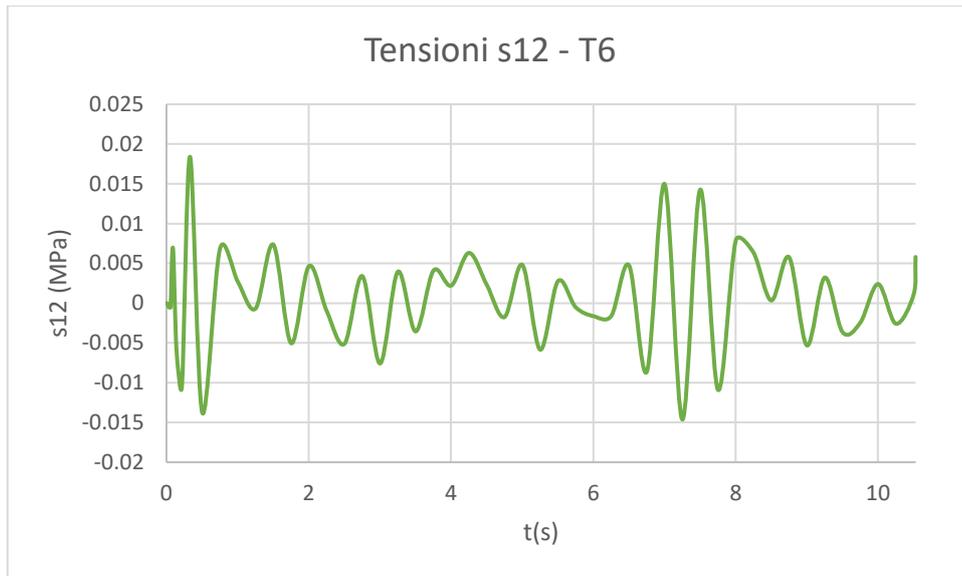




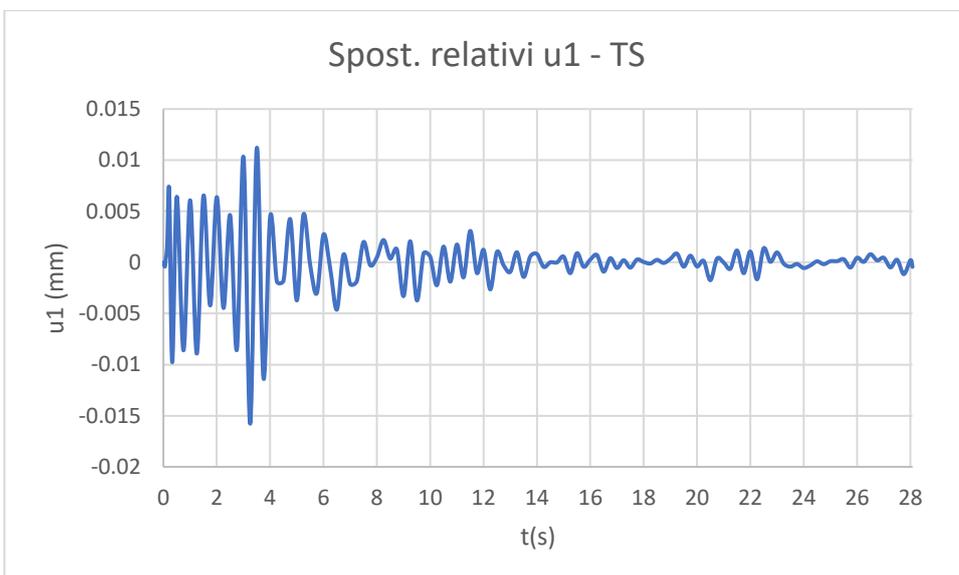
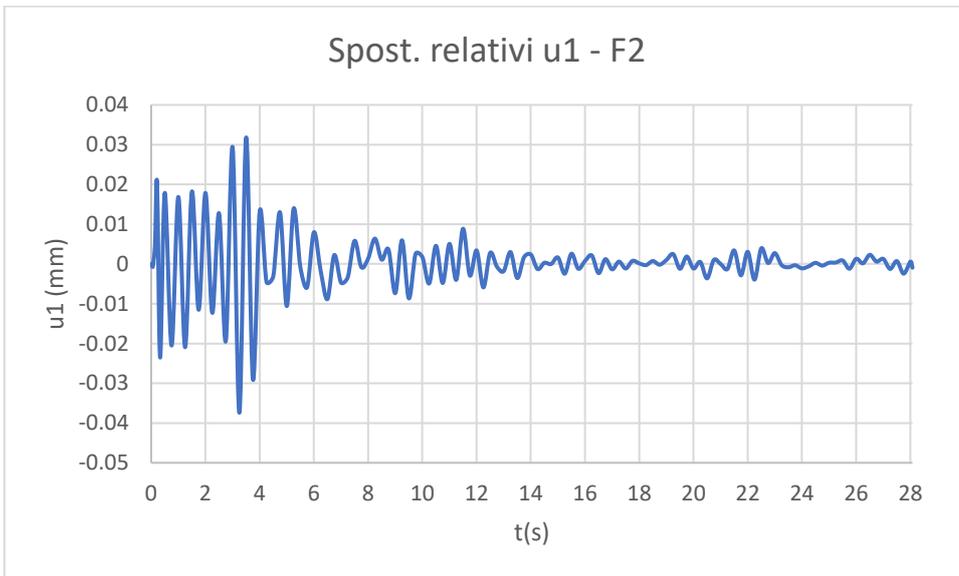
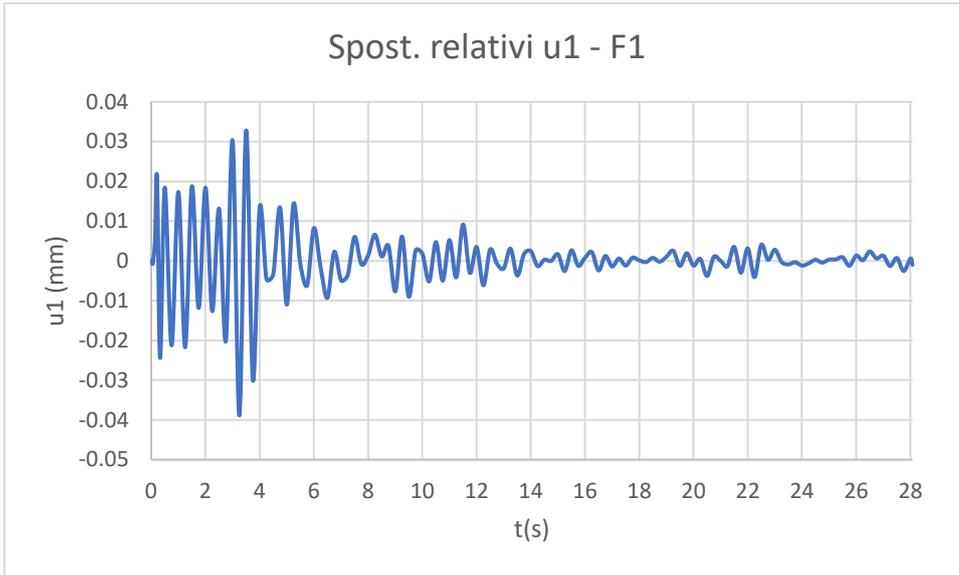


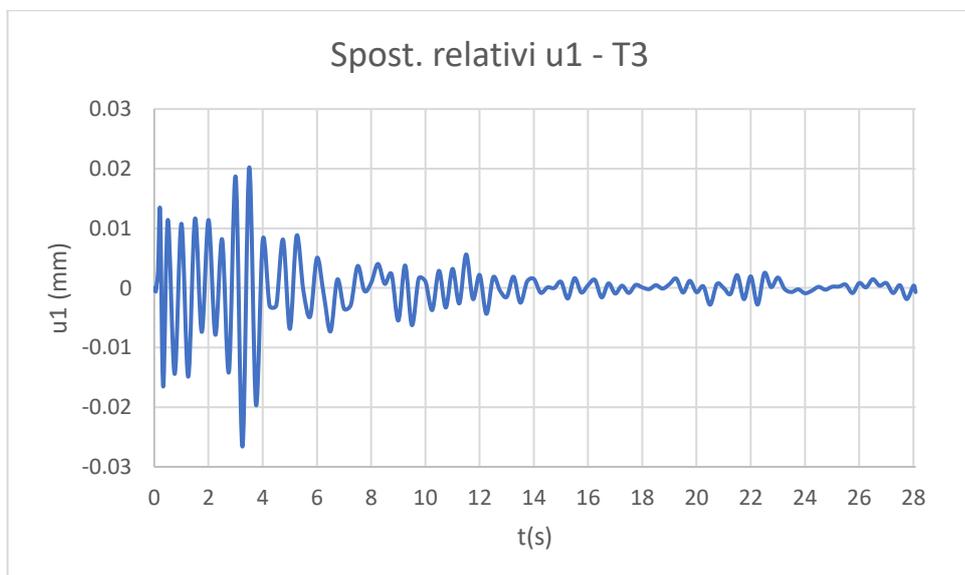
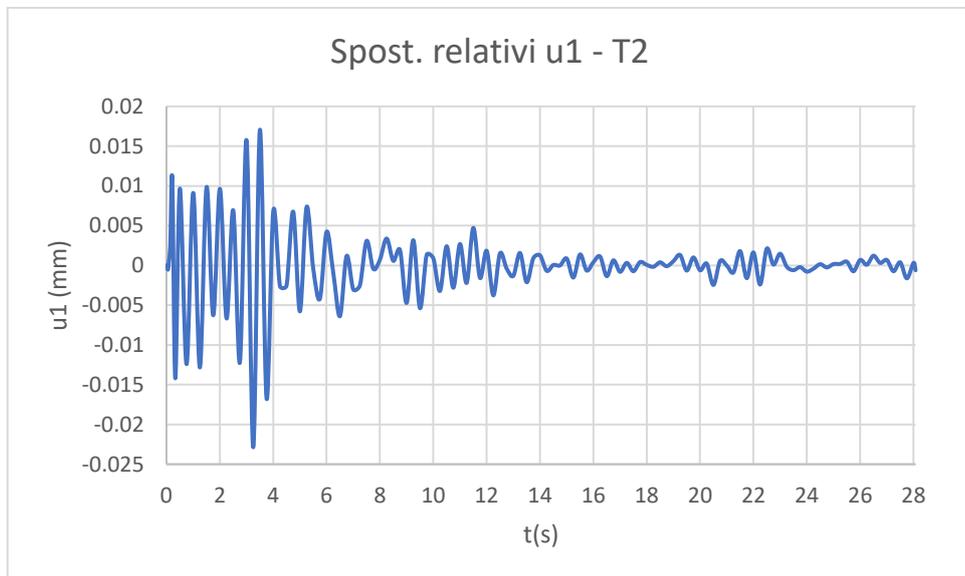
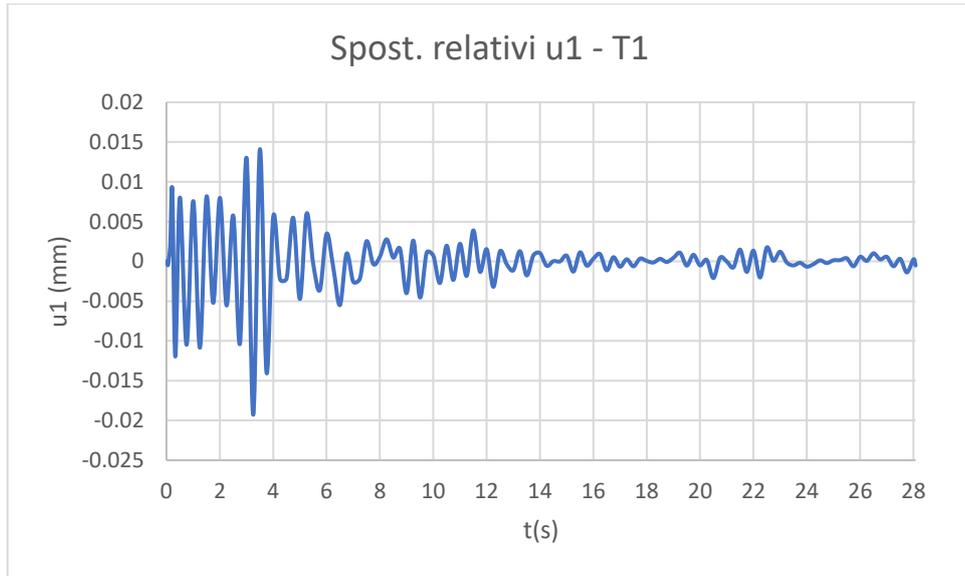


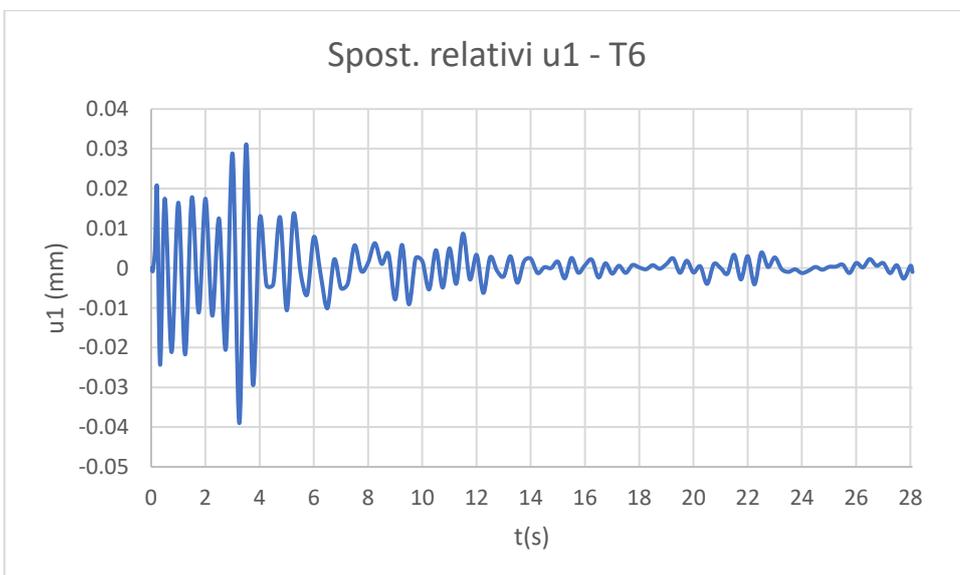
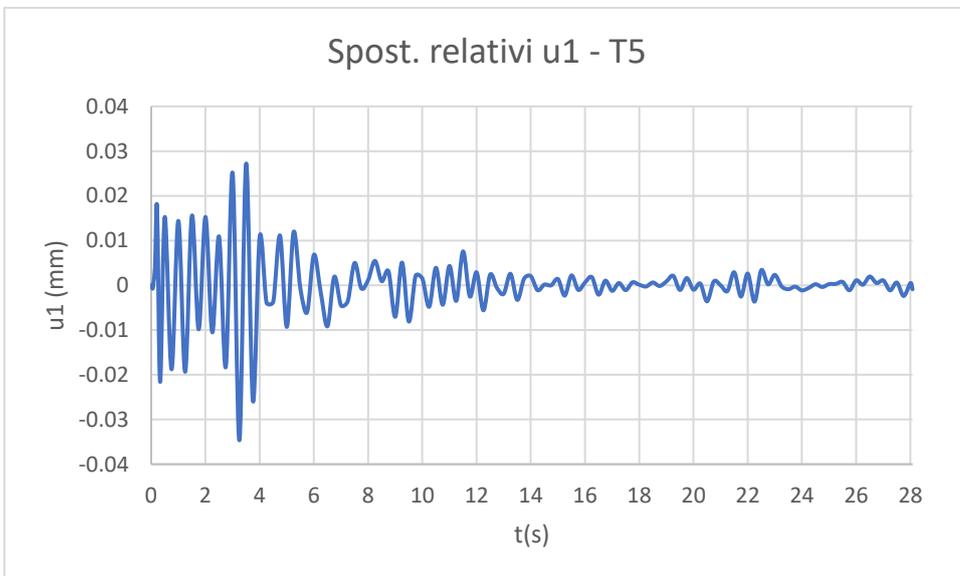
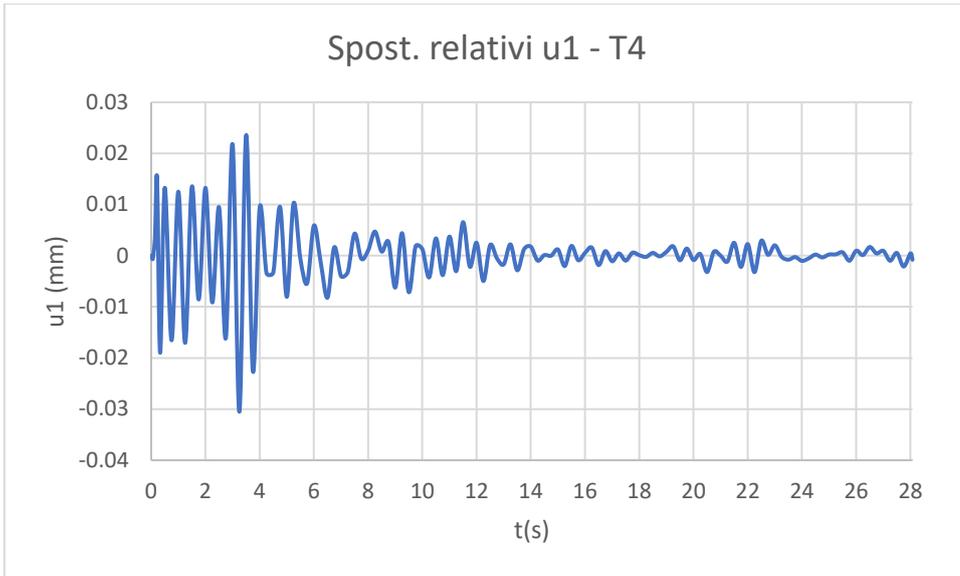


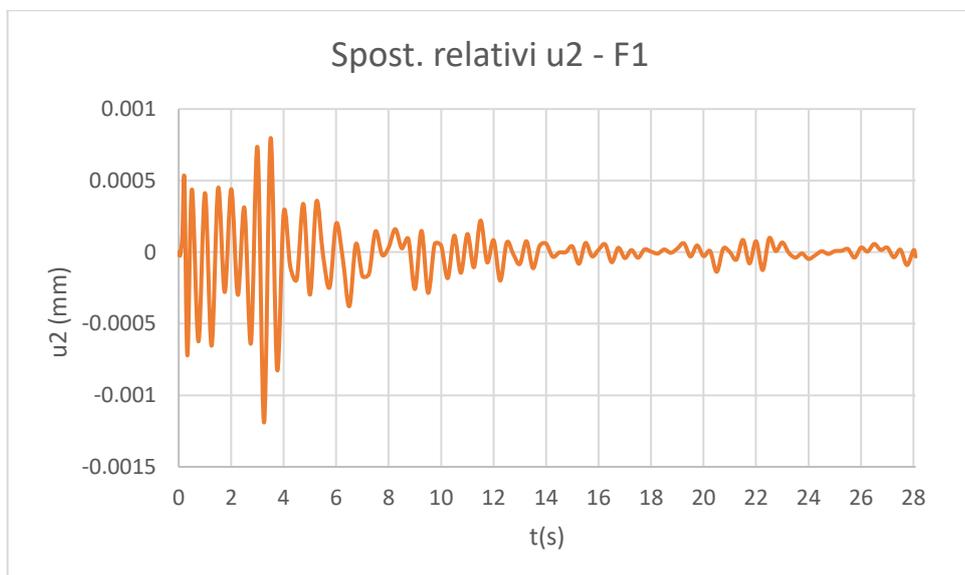
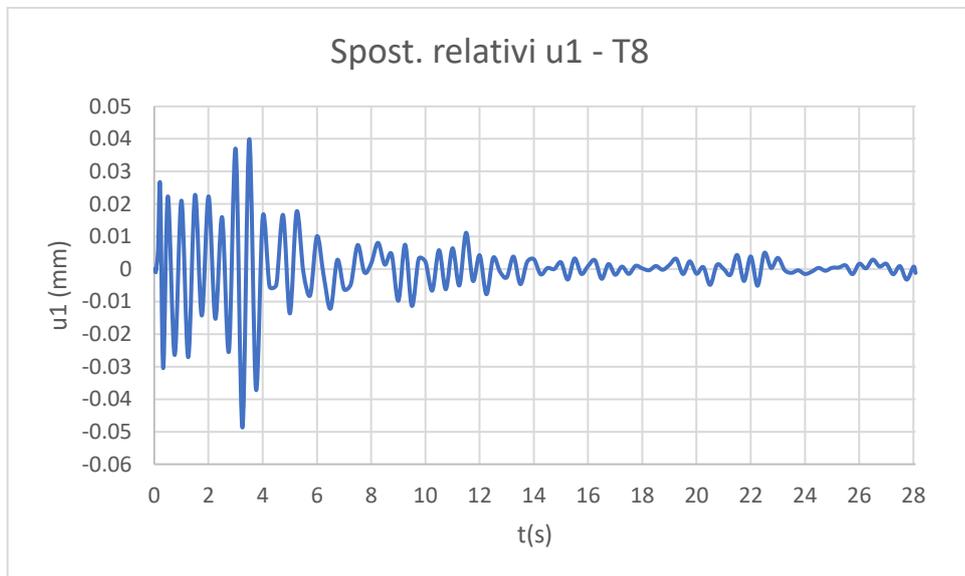
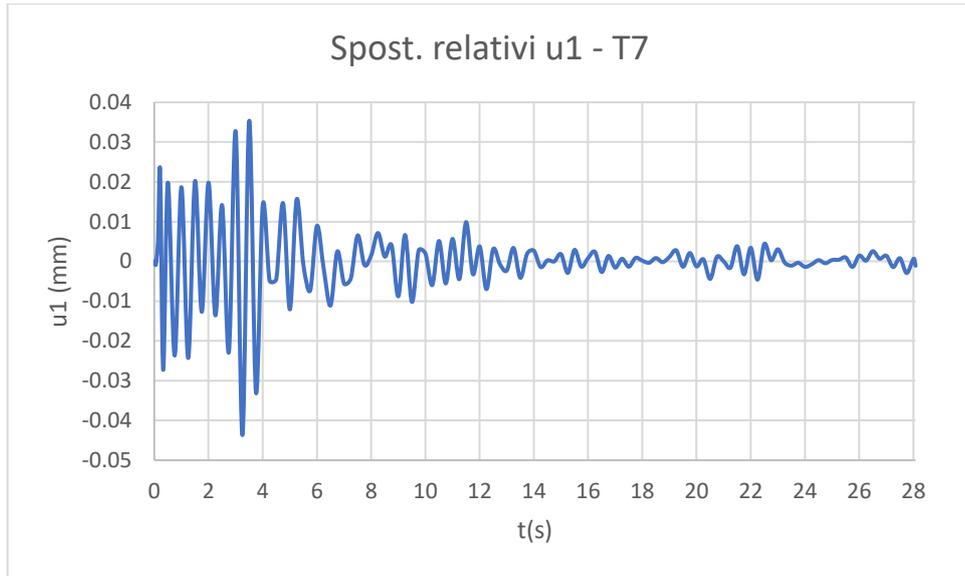


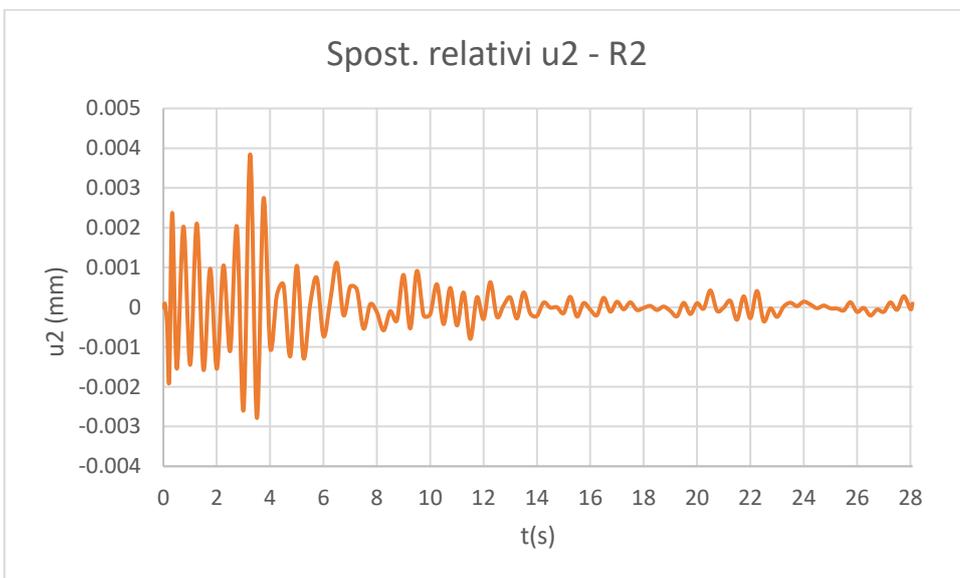
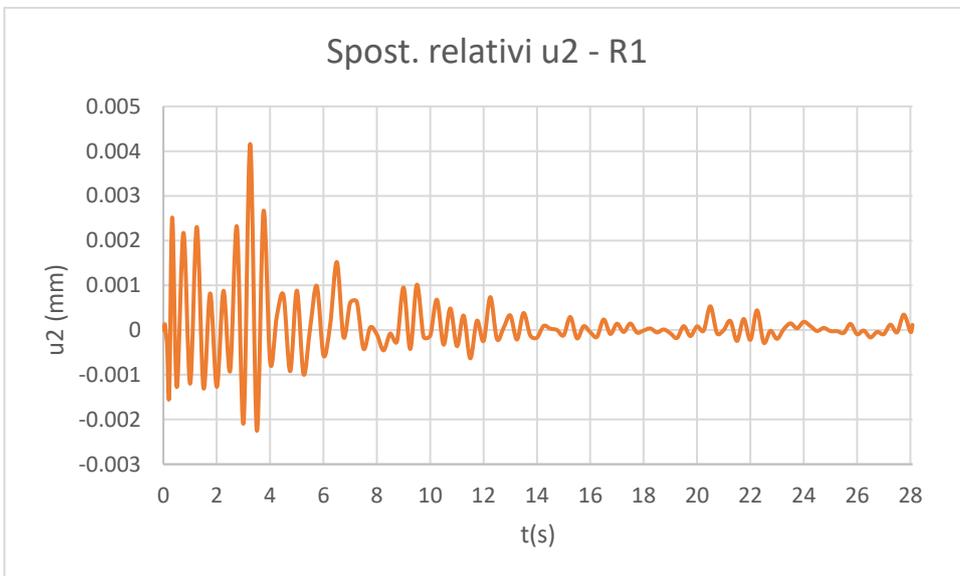
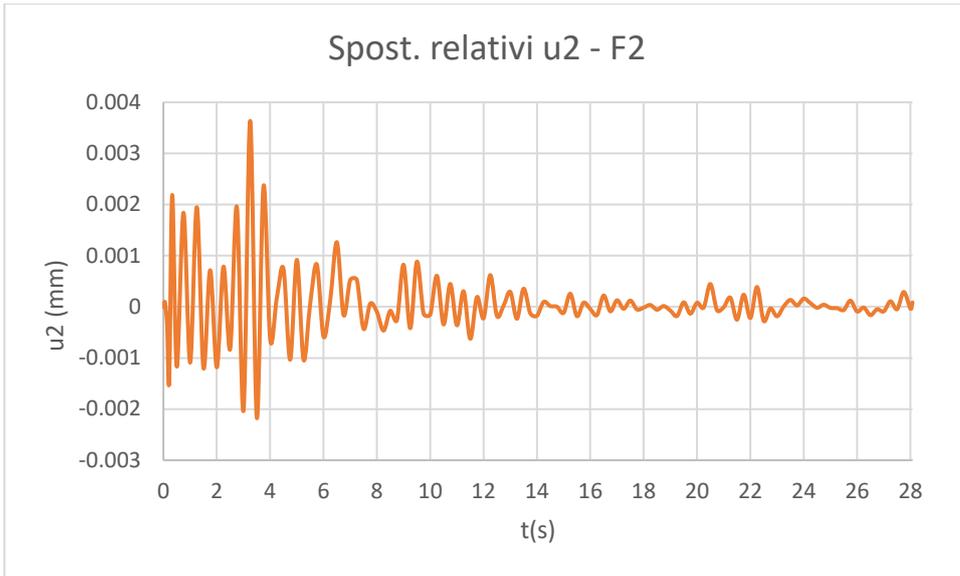
A3.2.1.4 Time history R4, ID 605

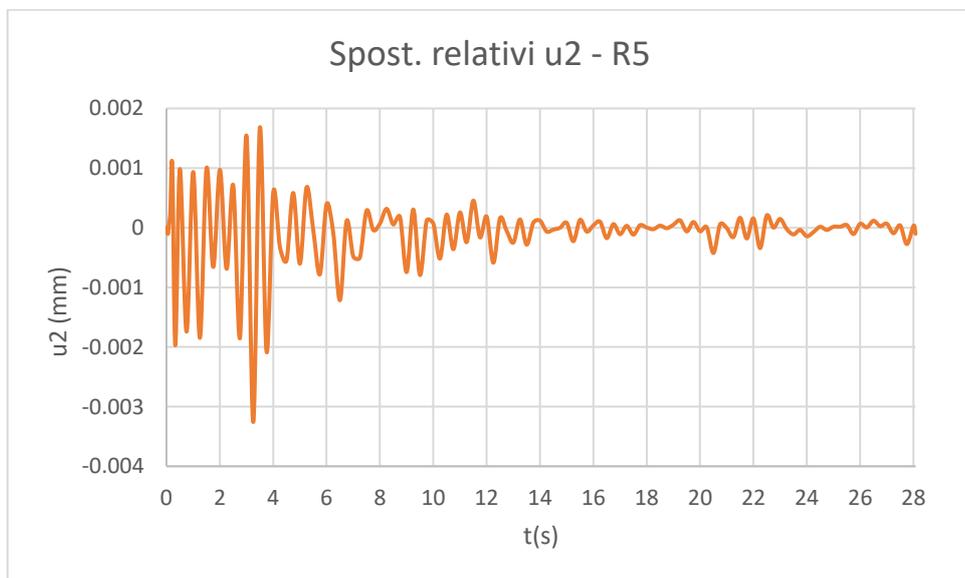
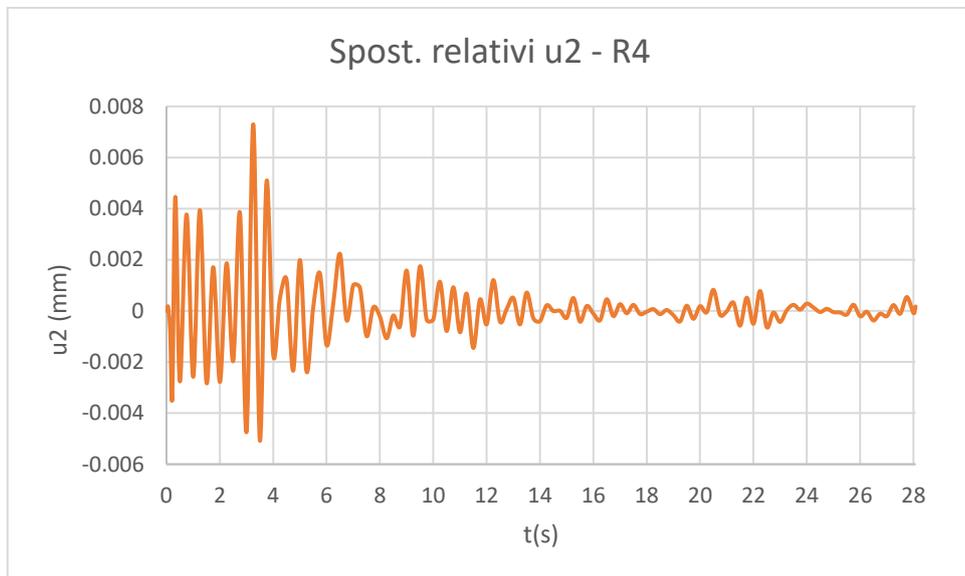
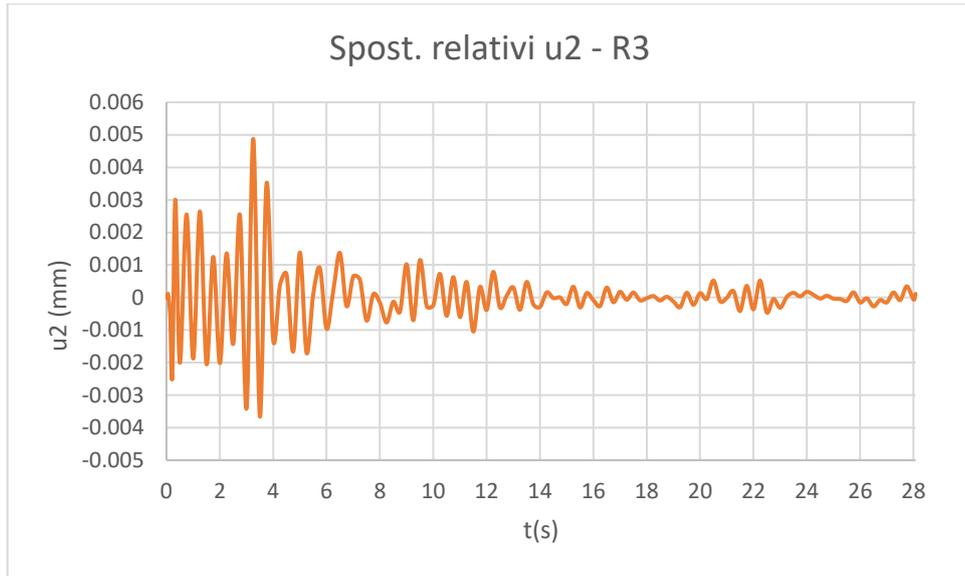


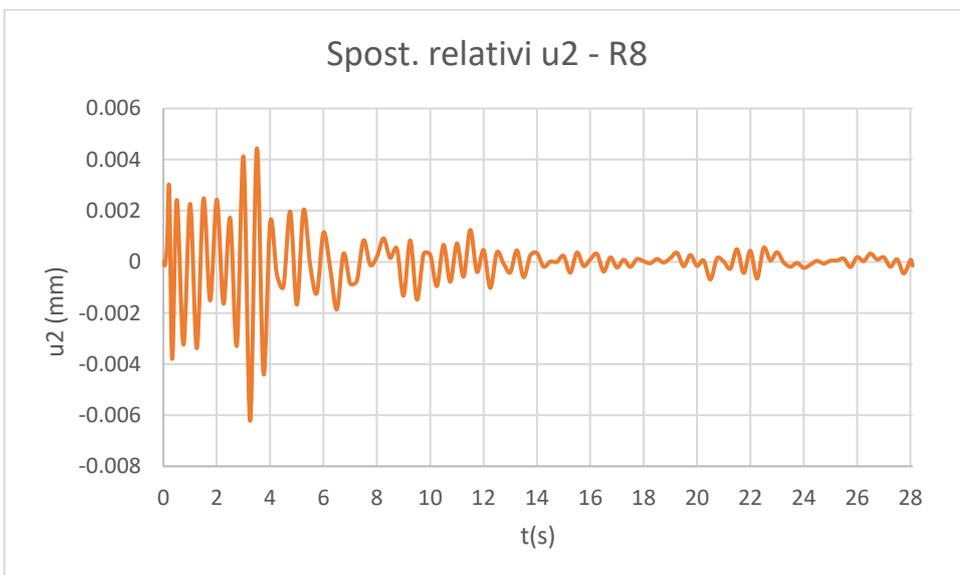
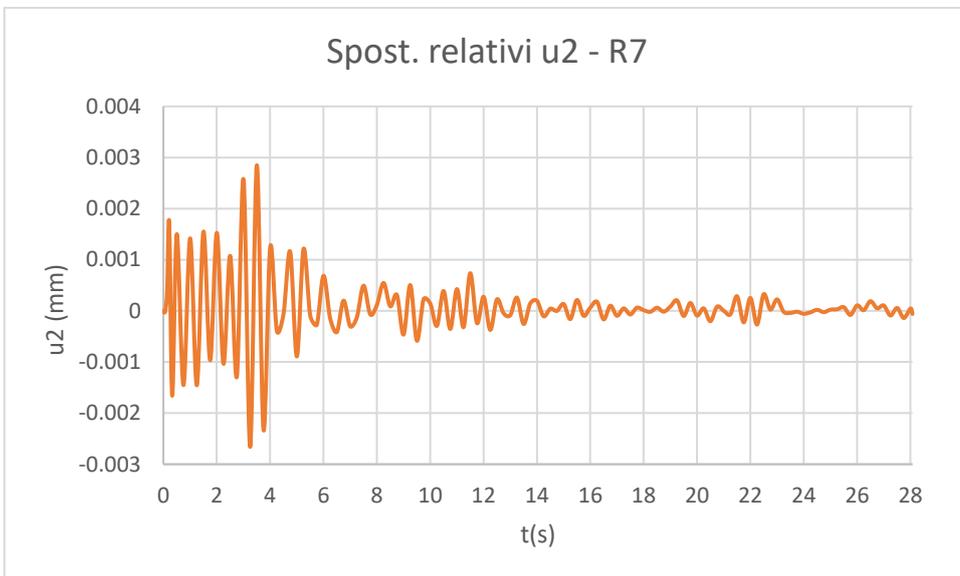
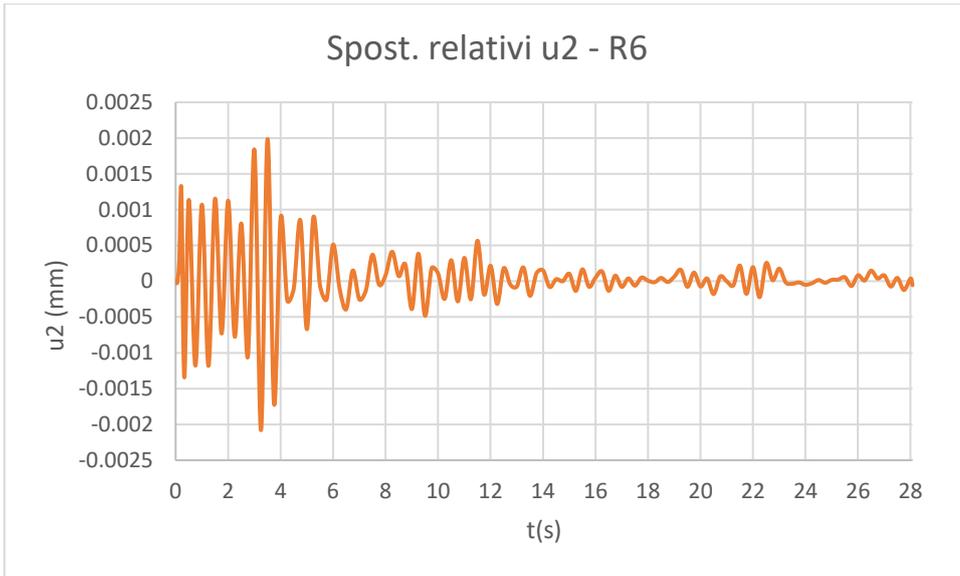


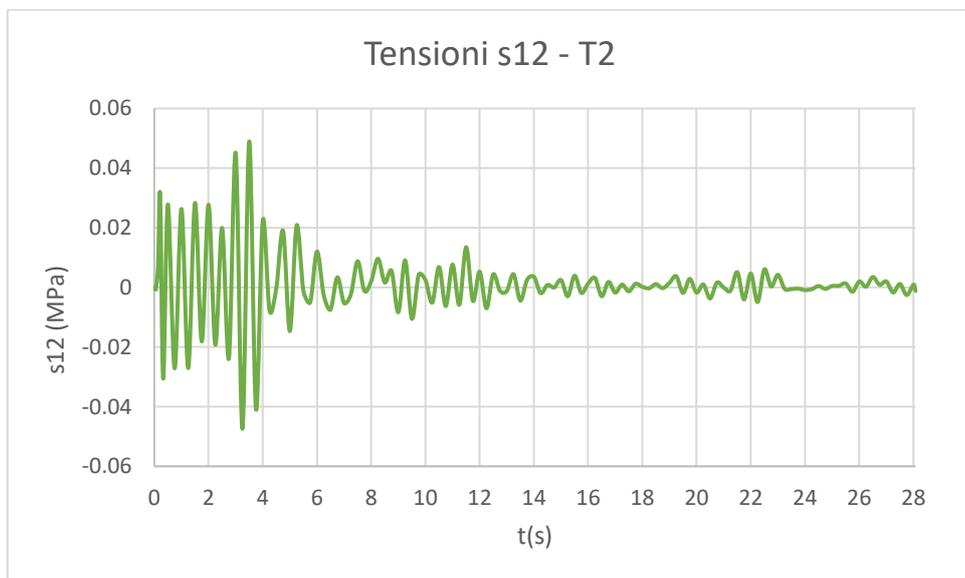
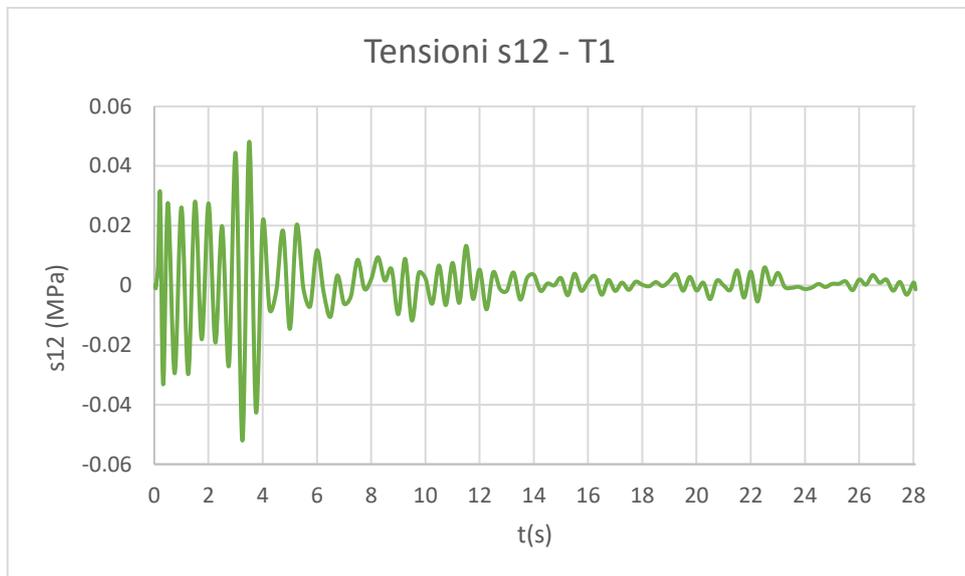
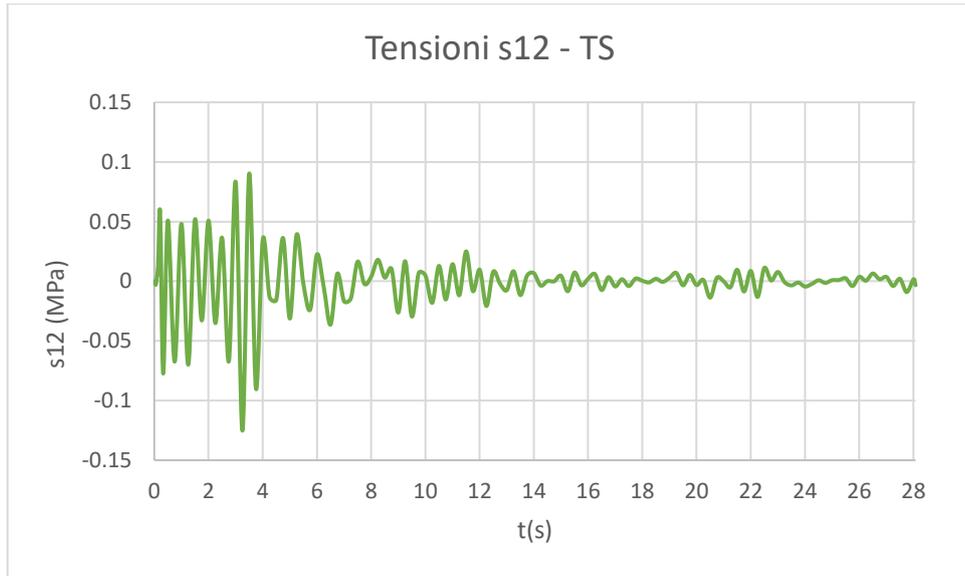


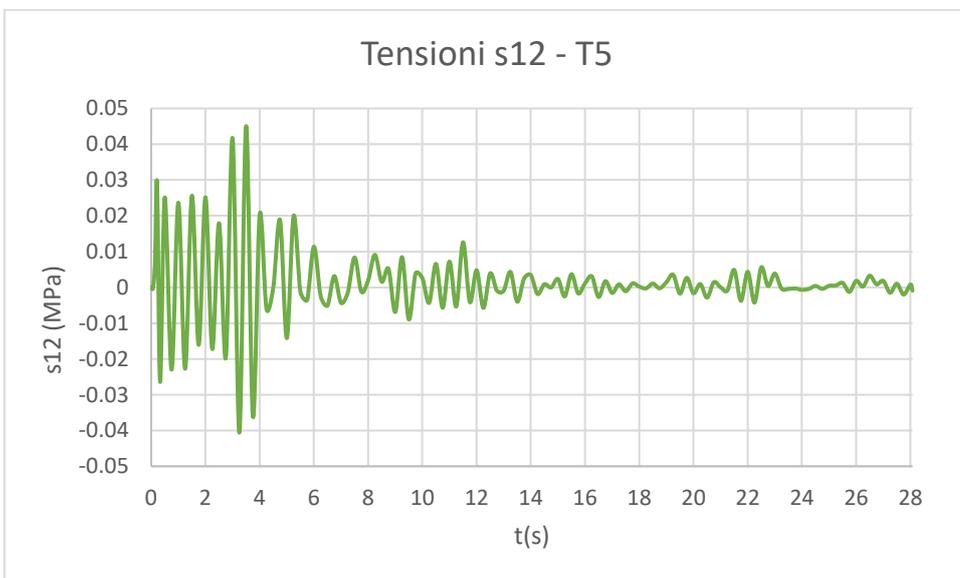
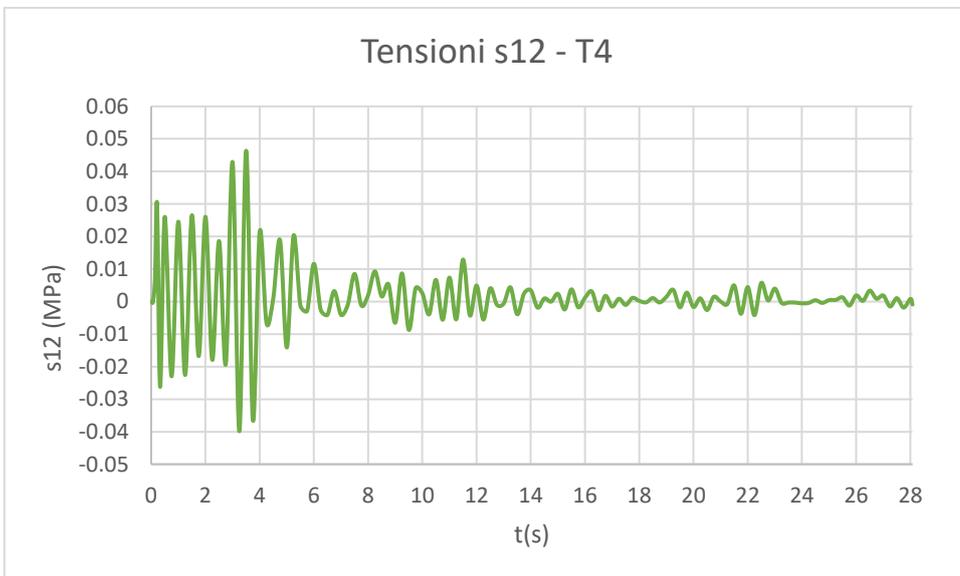
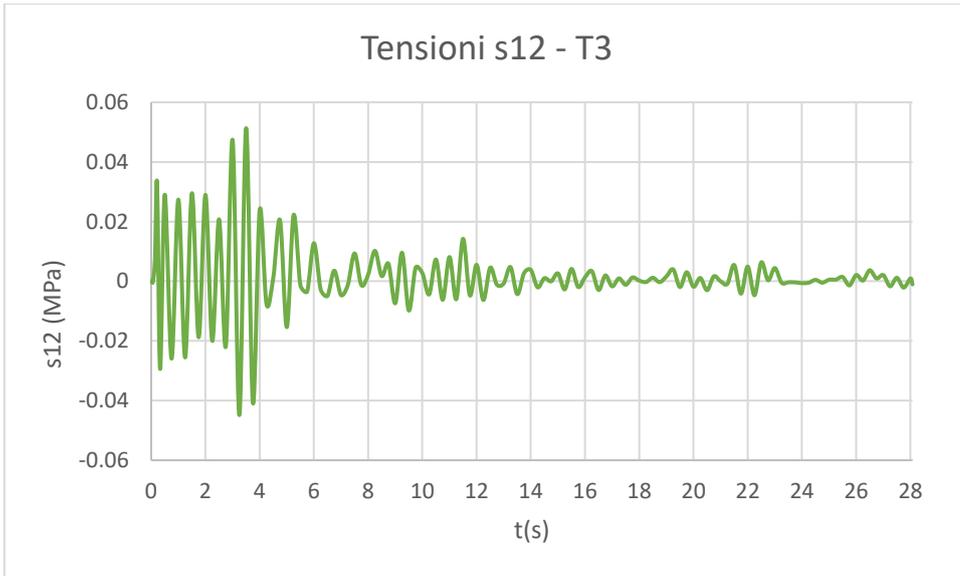


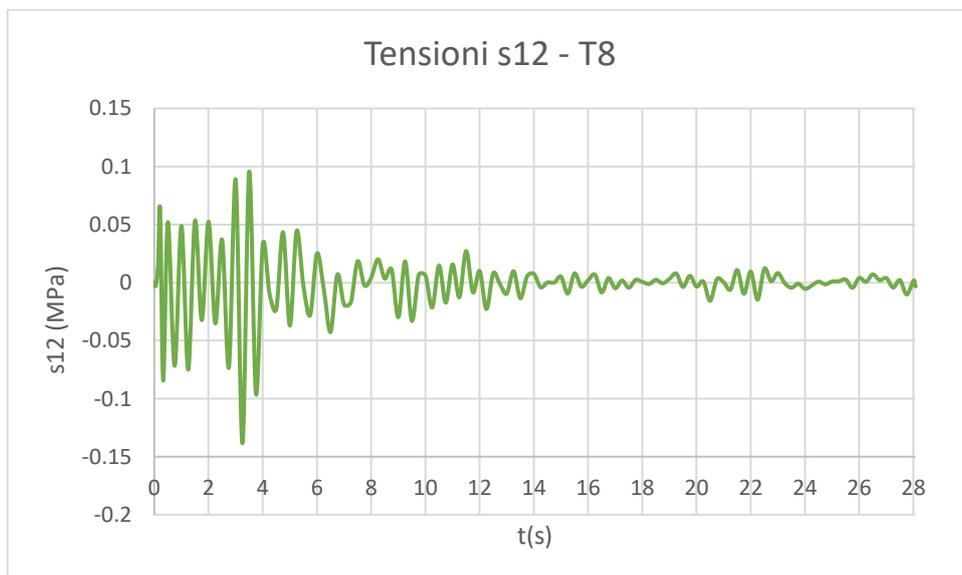
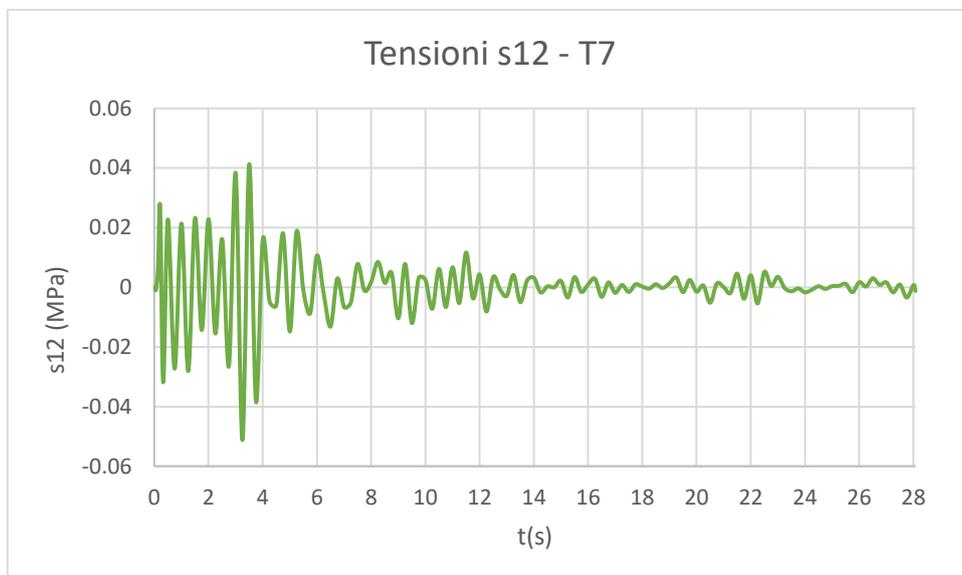
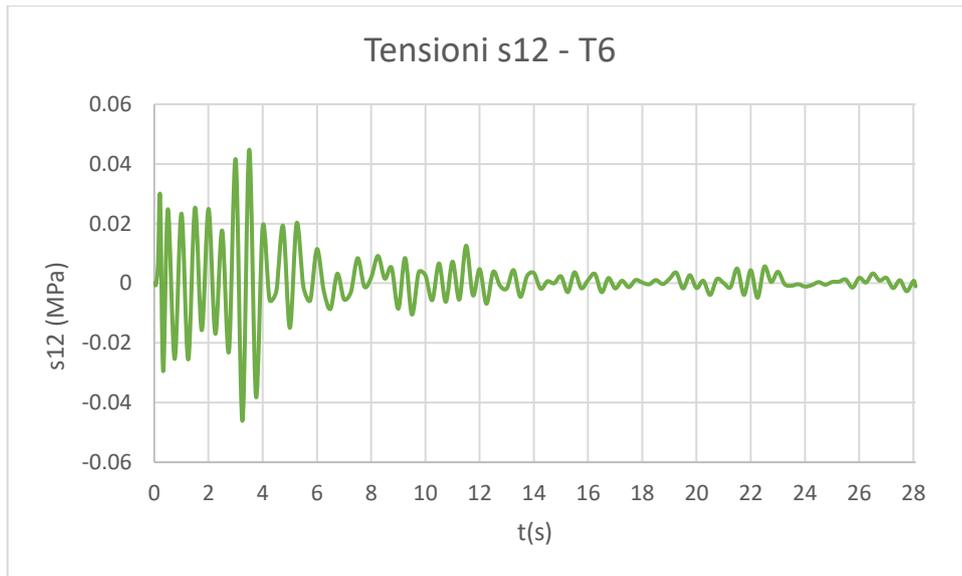




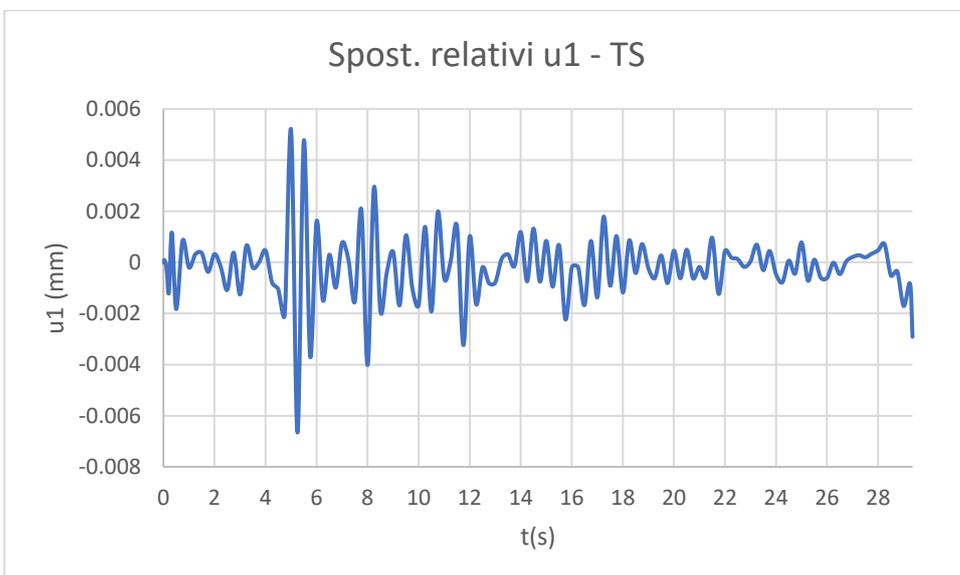
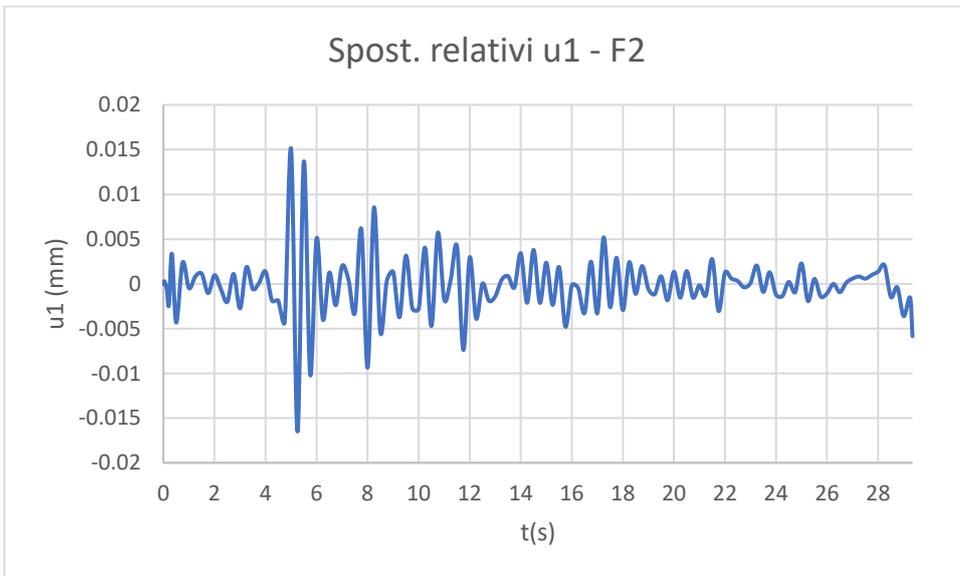
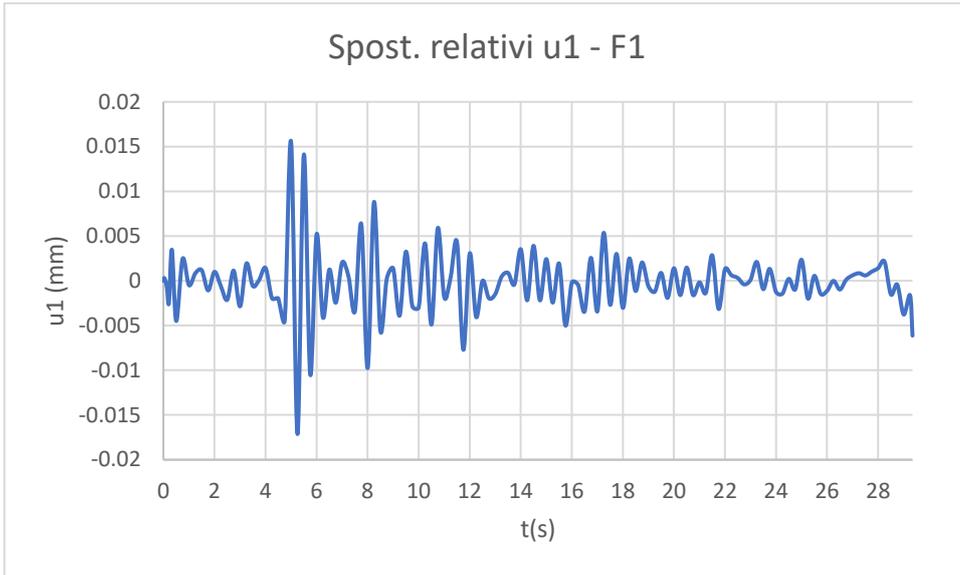


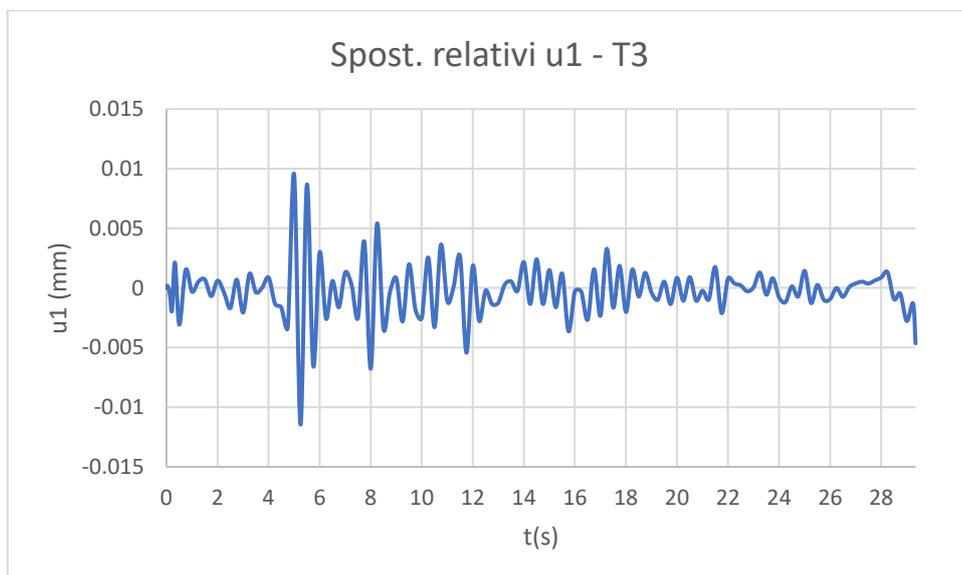
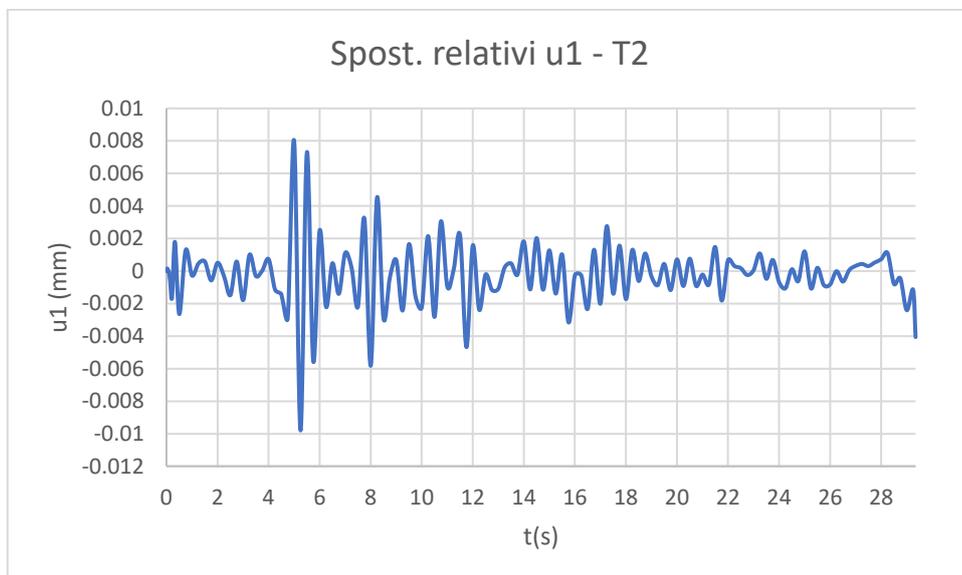
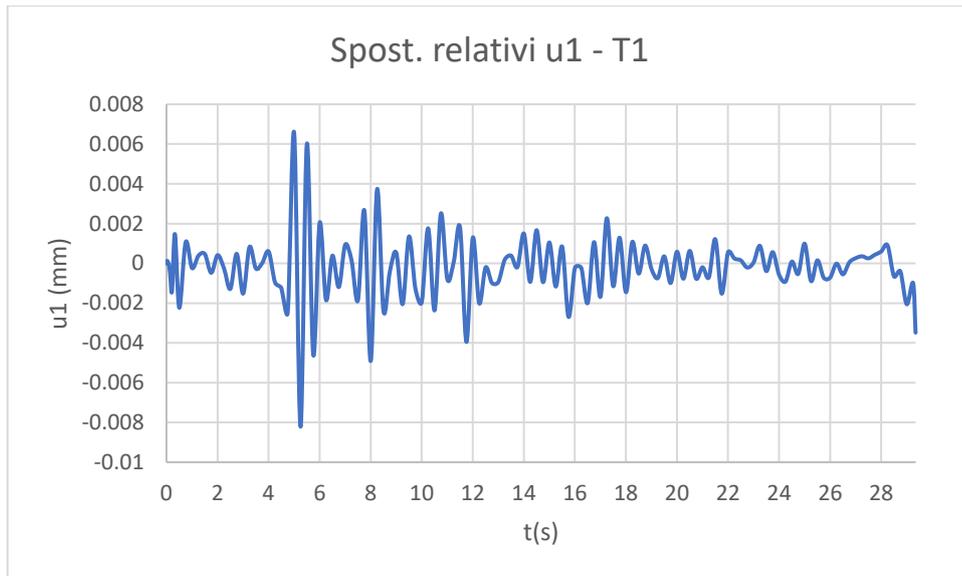


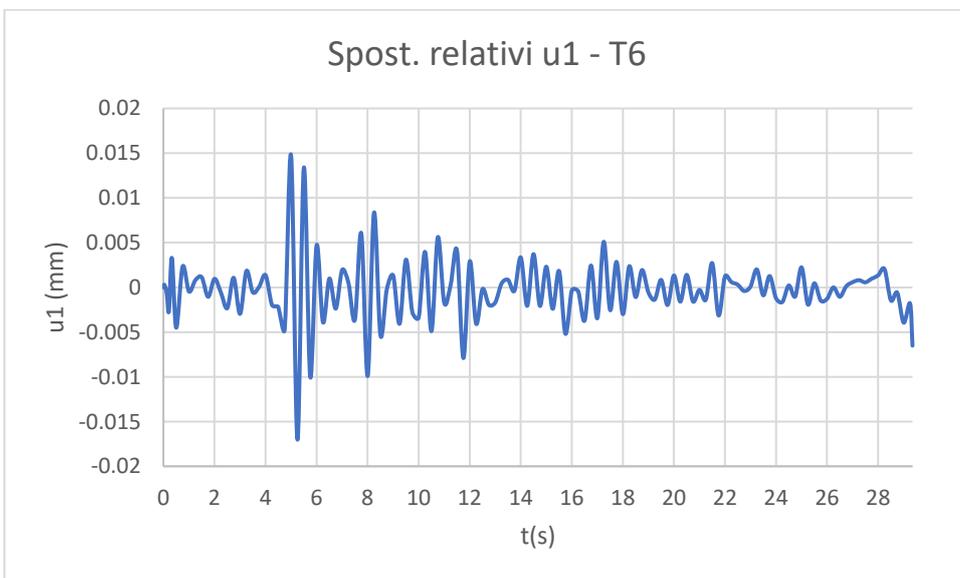
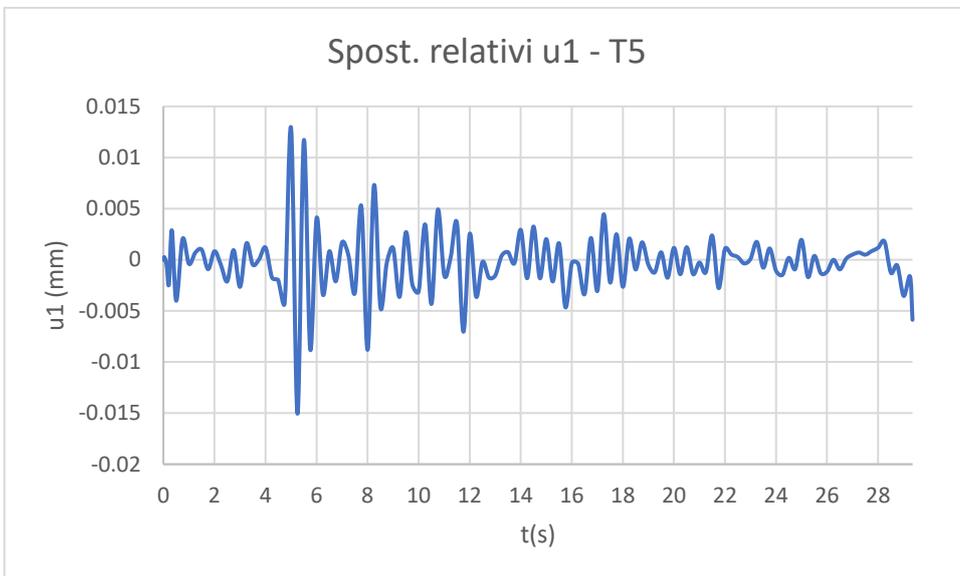
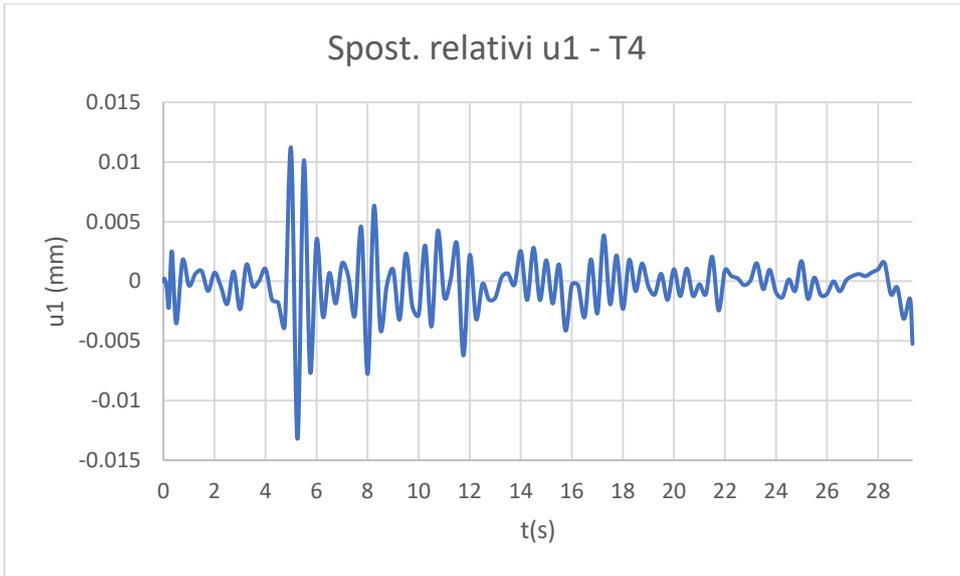


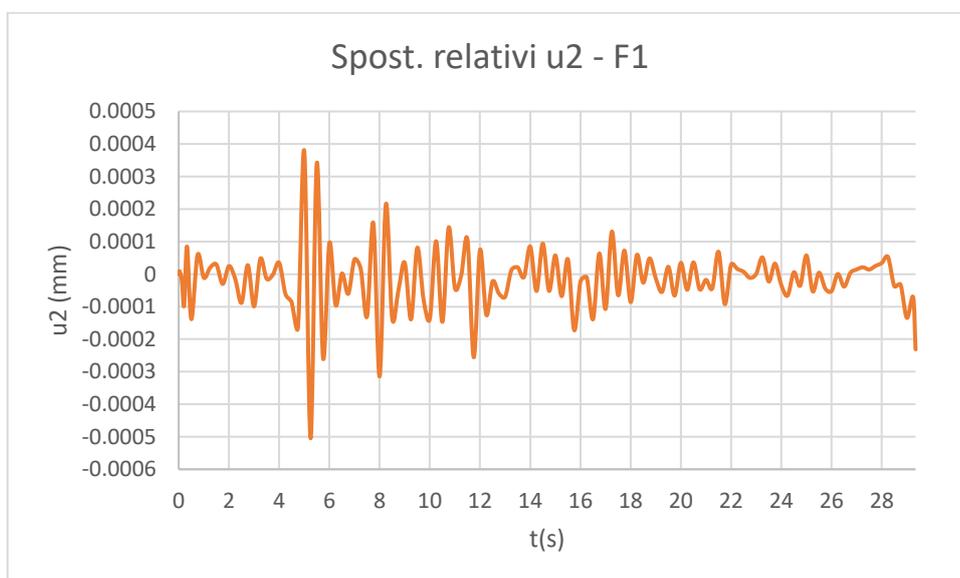
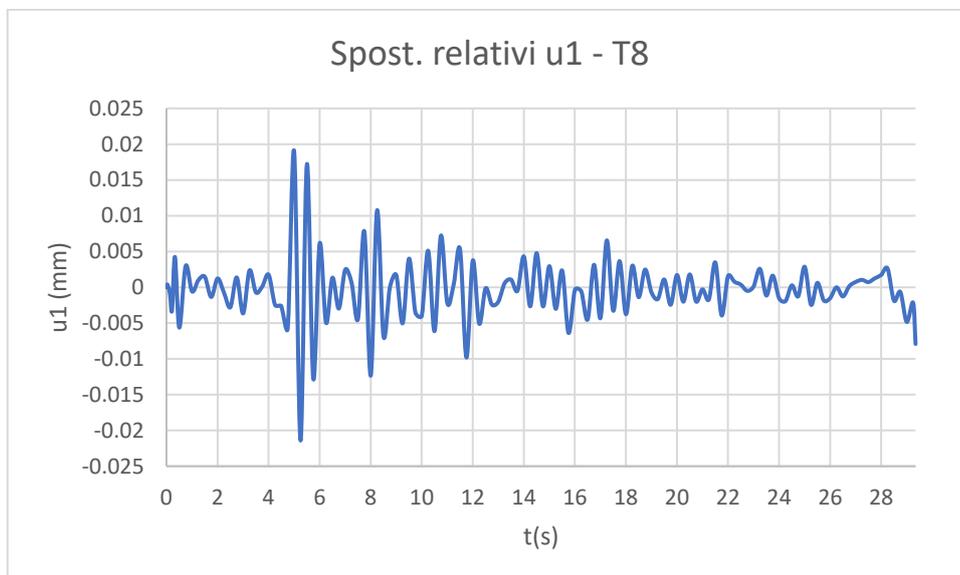
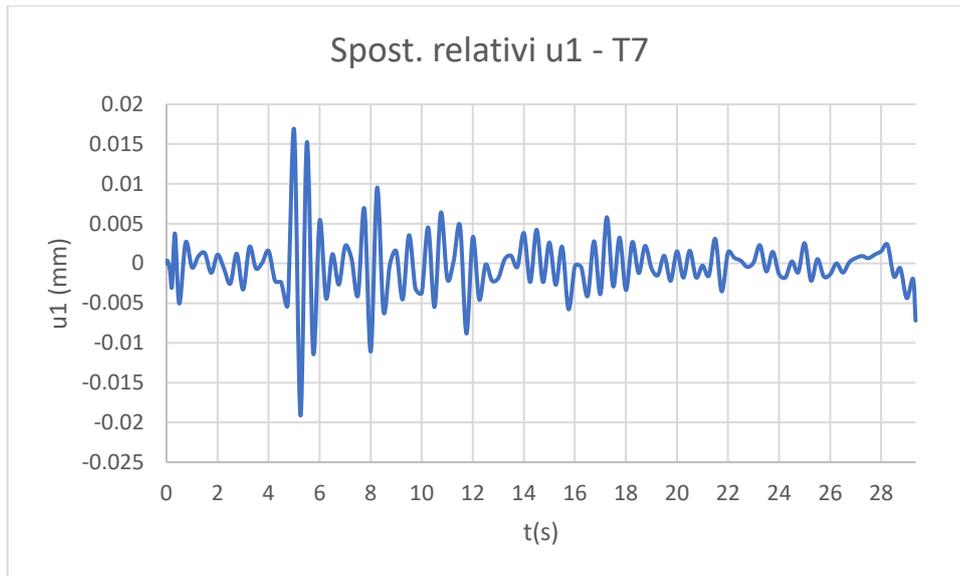


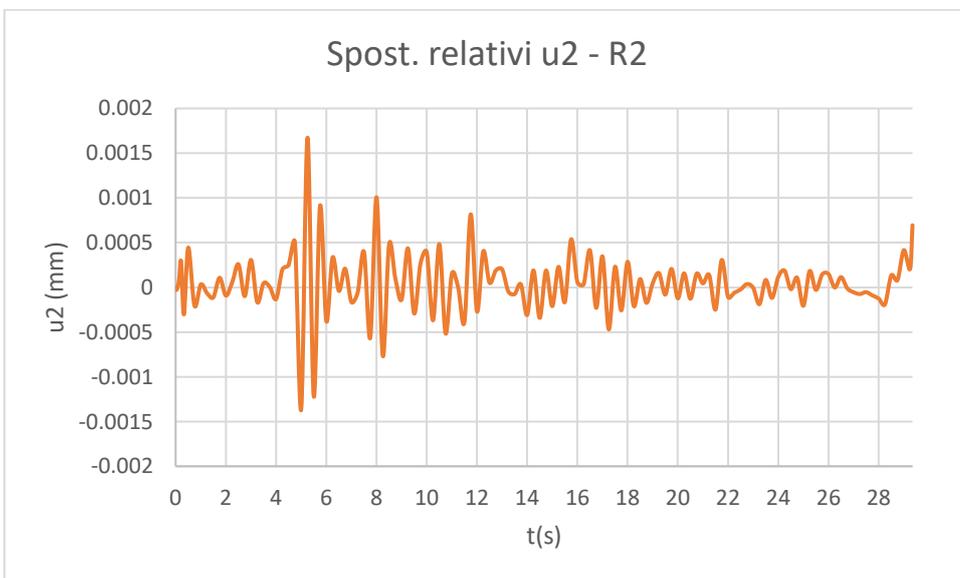
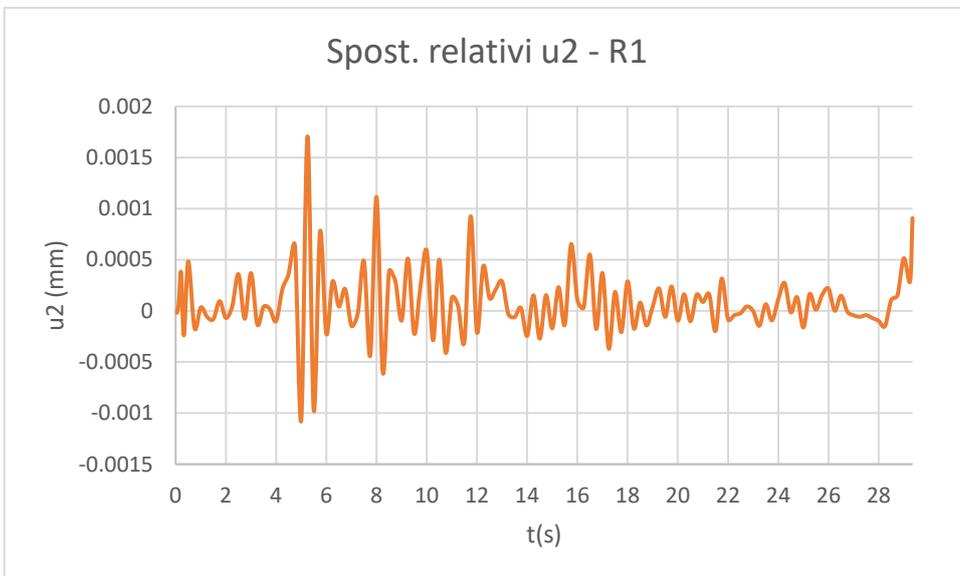
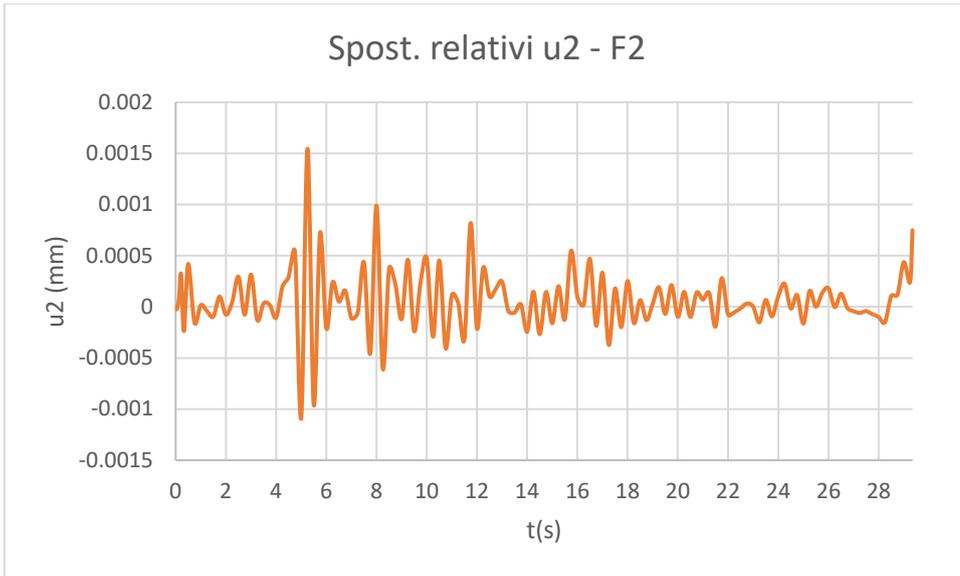
A3.2.1.5 Time history REC5, ID 140

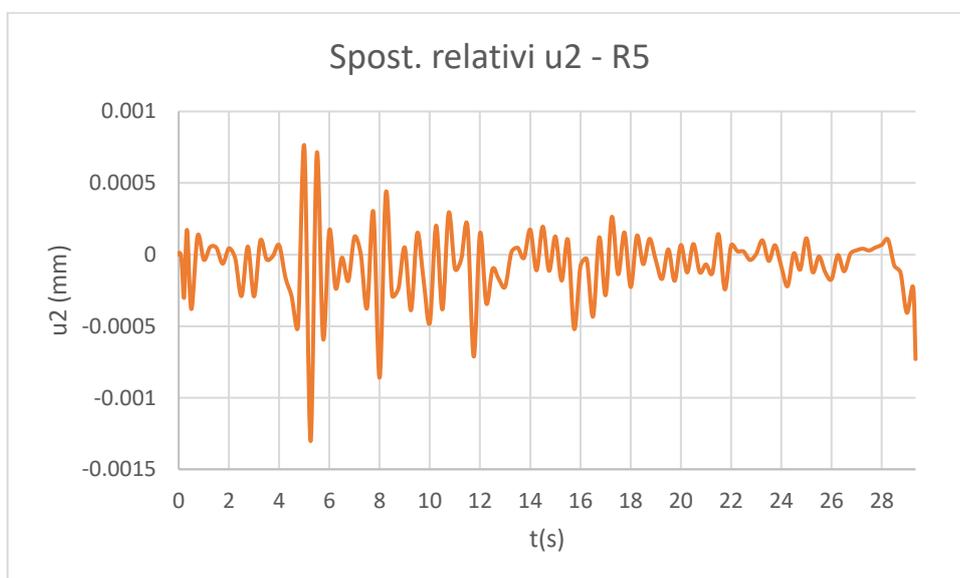
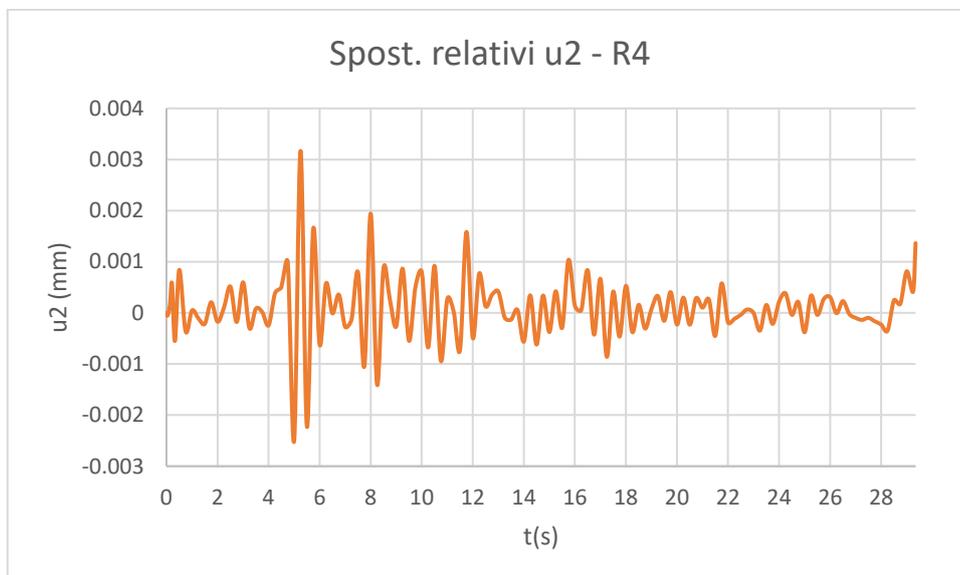
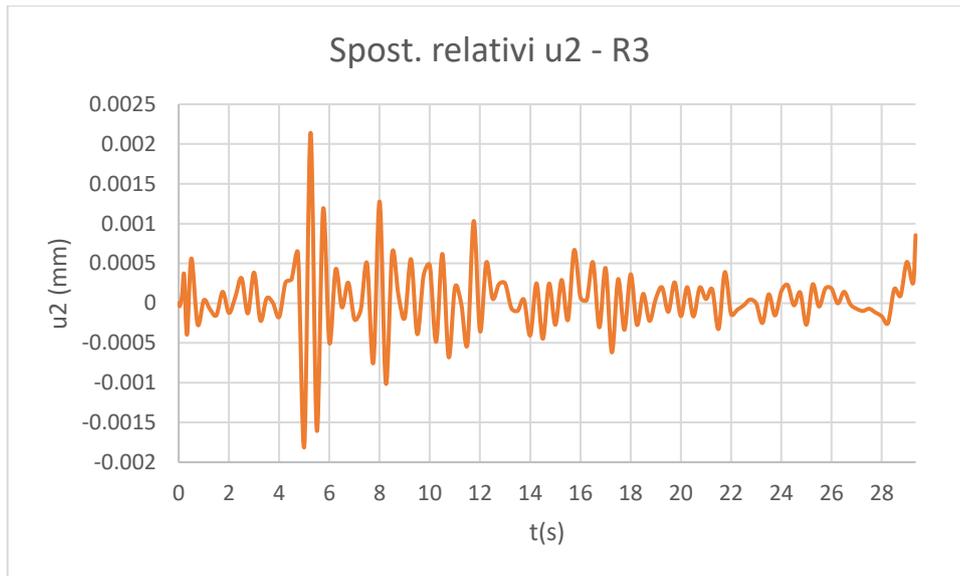


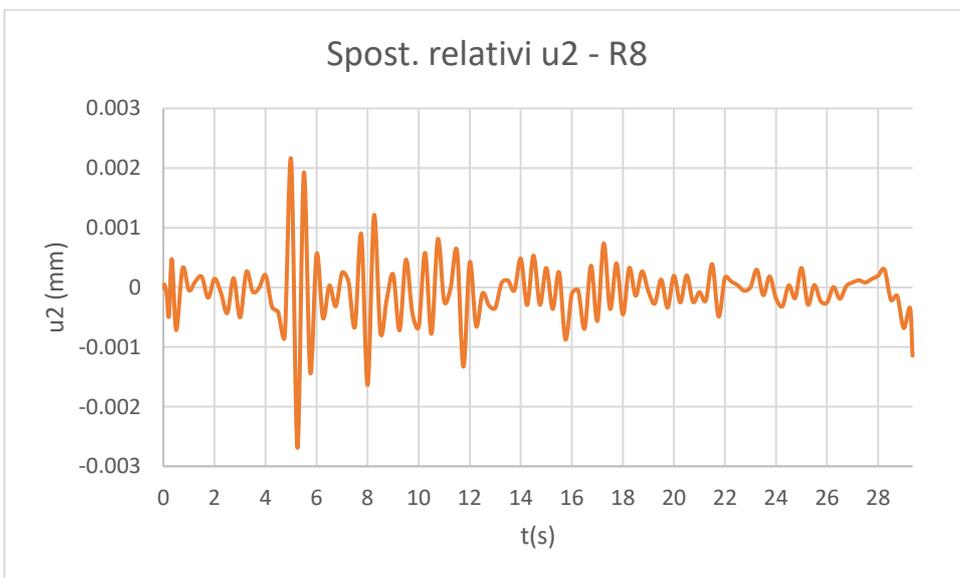
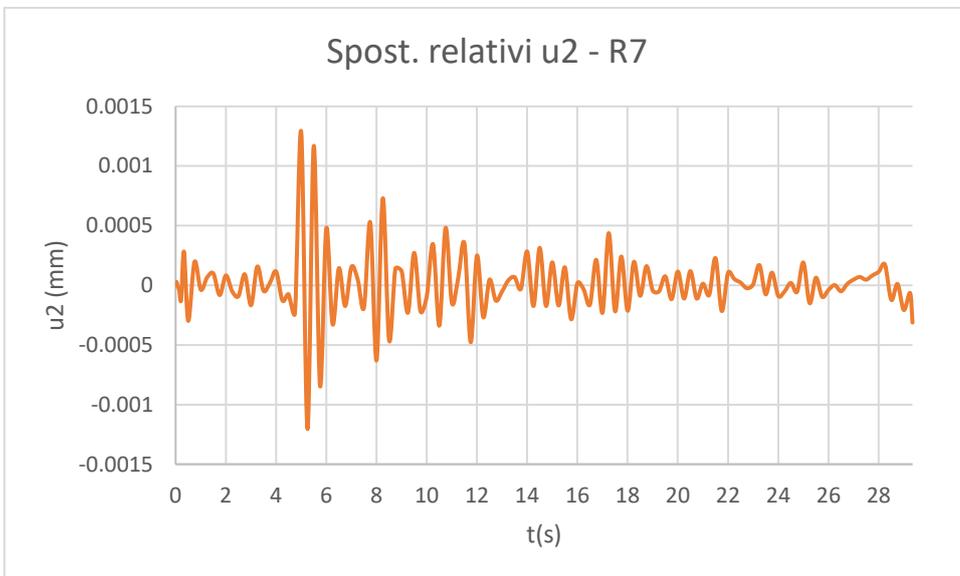
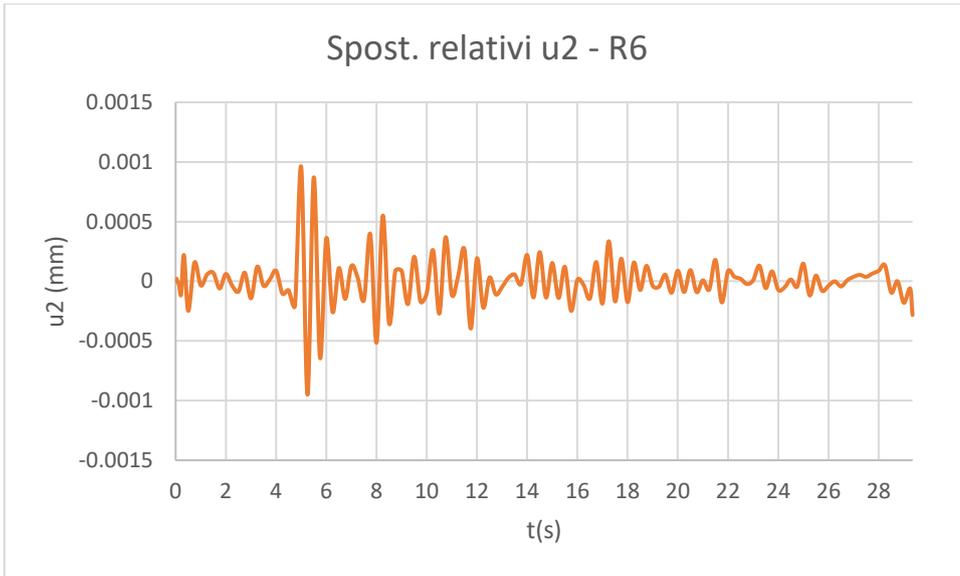


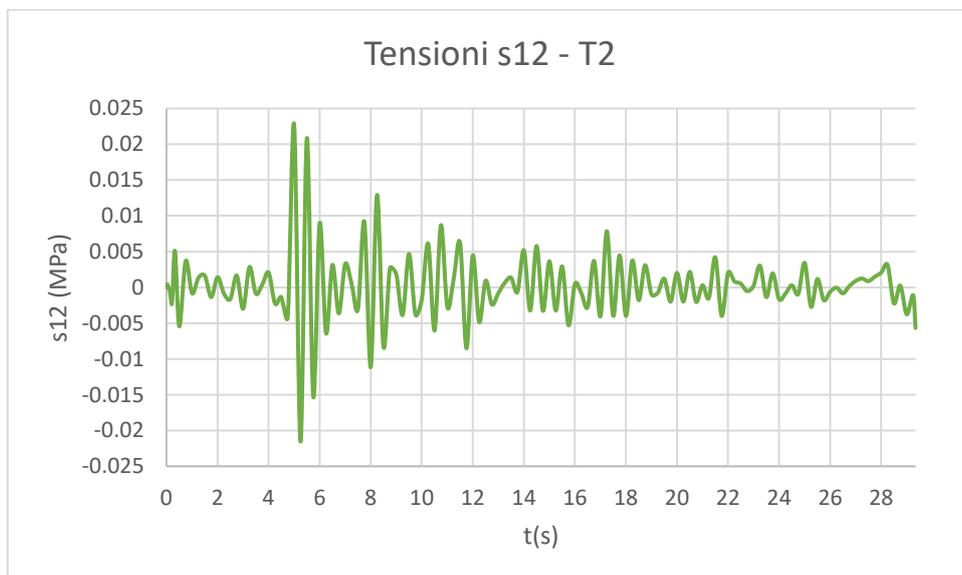
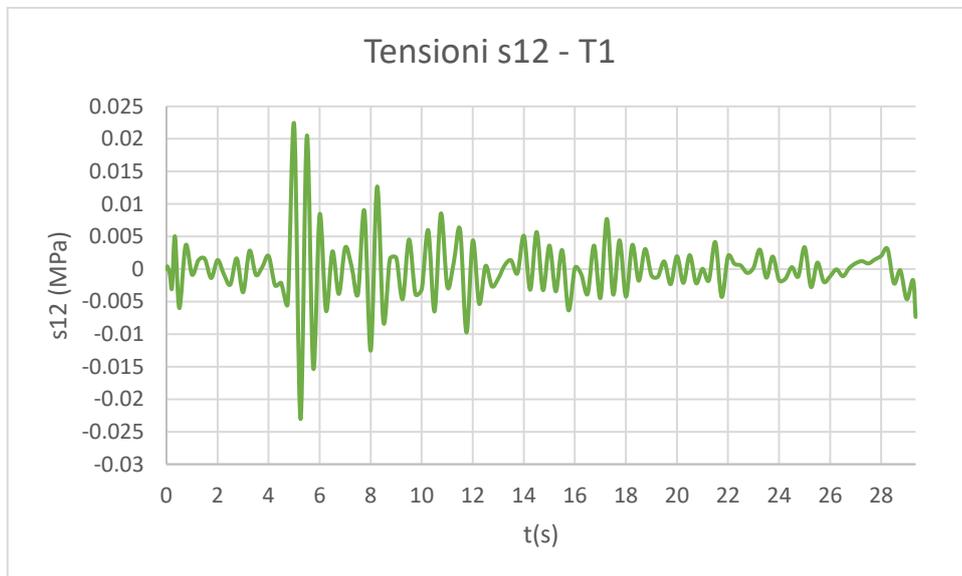
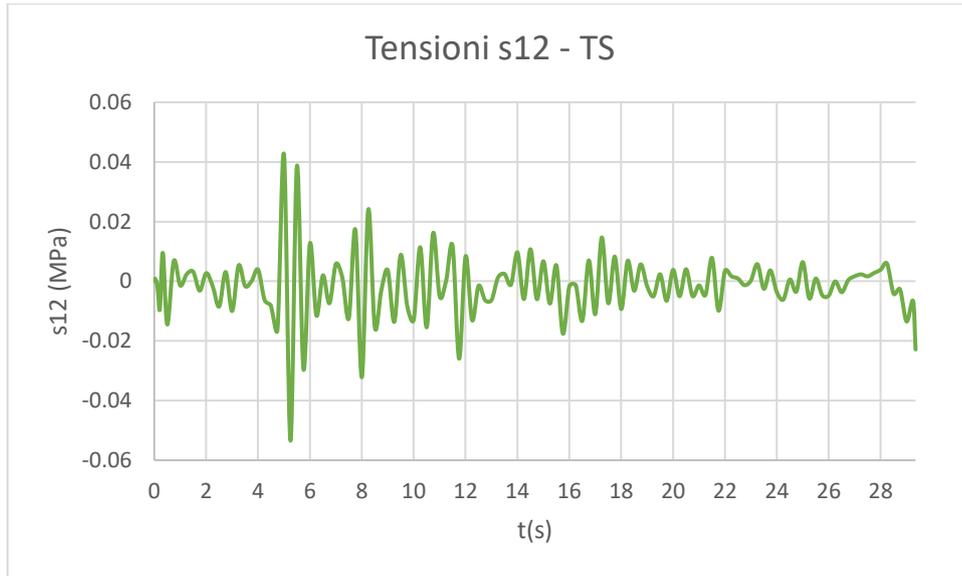


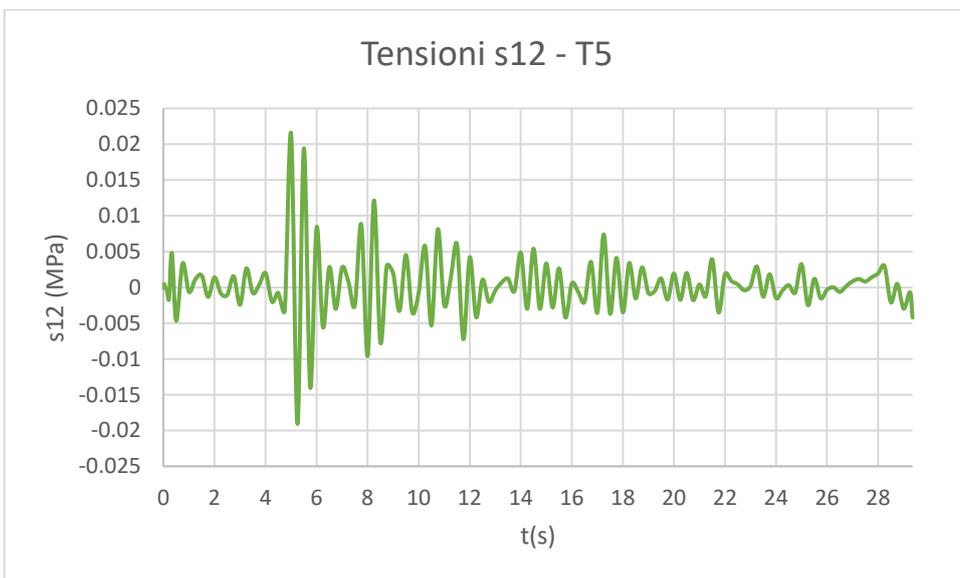
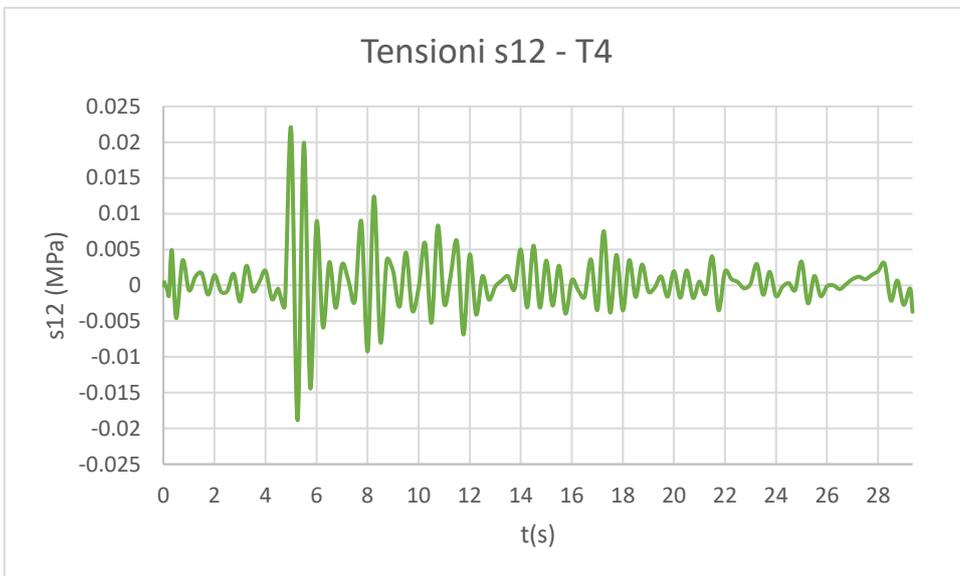
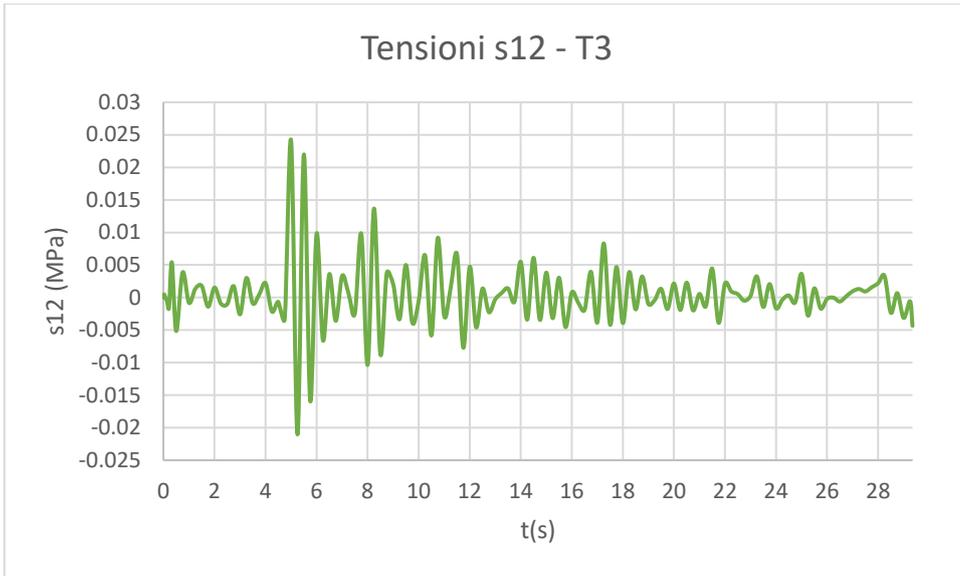


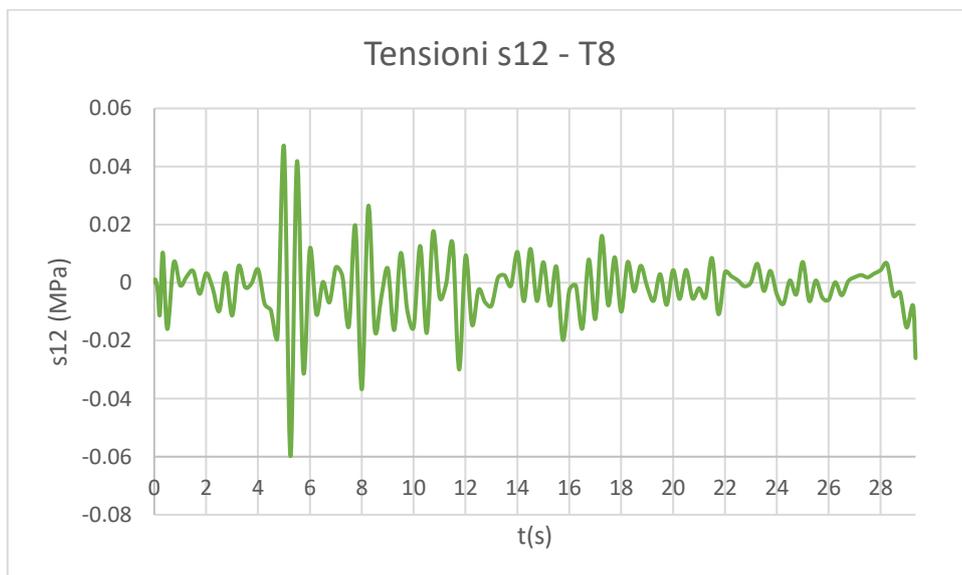
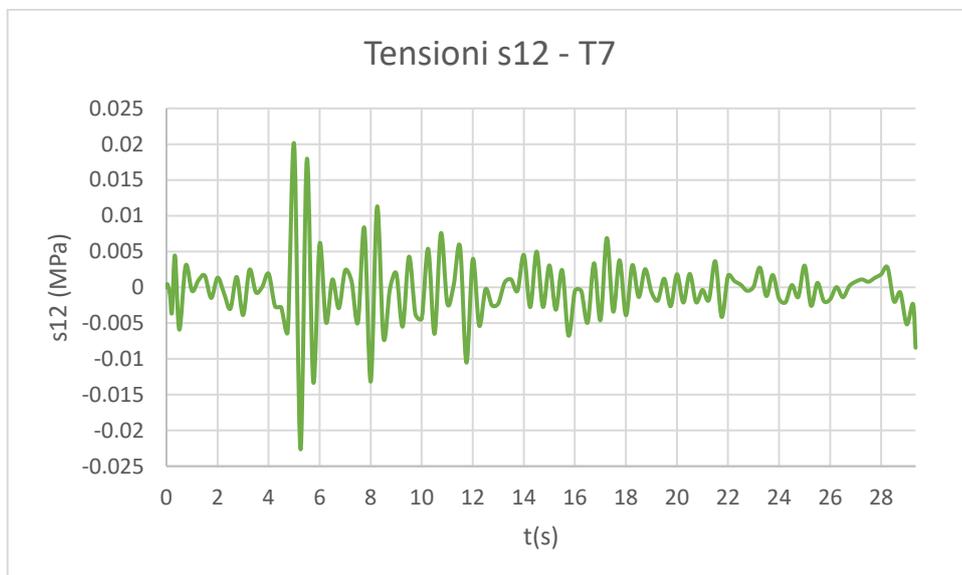
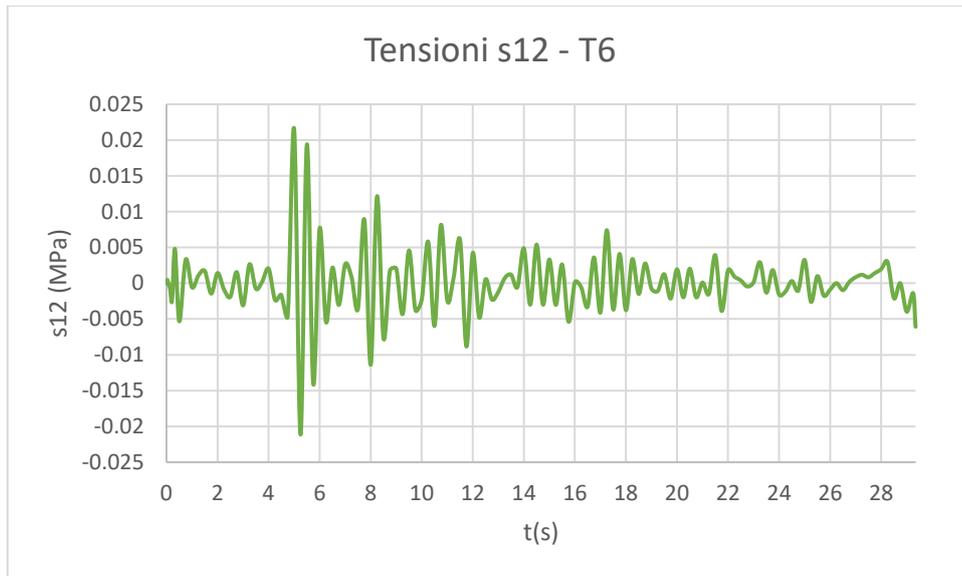




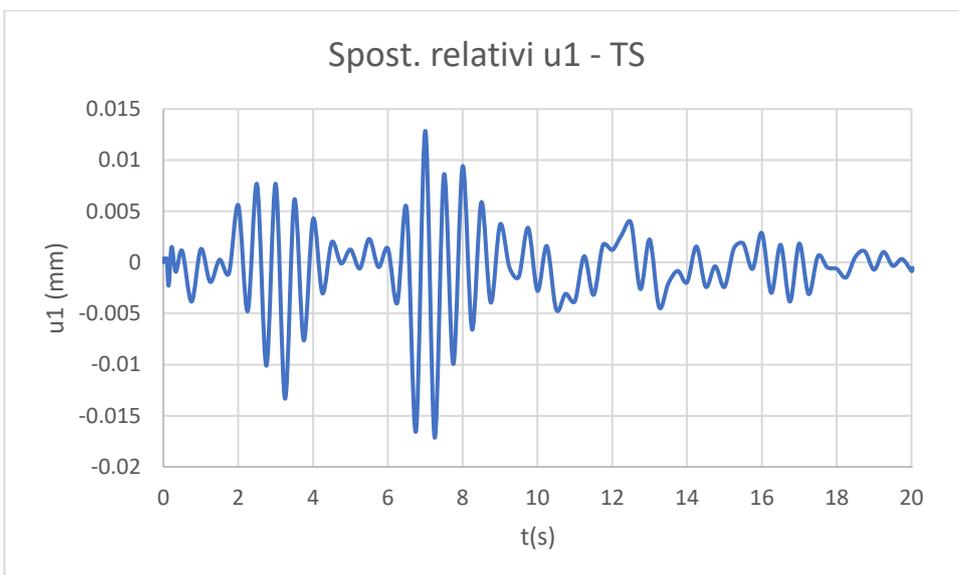
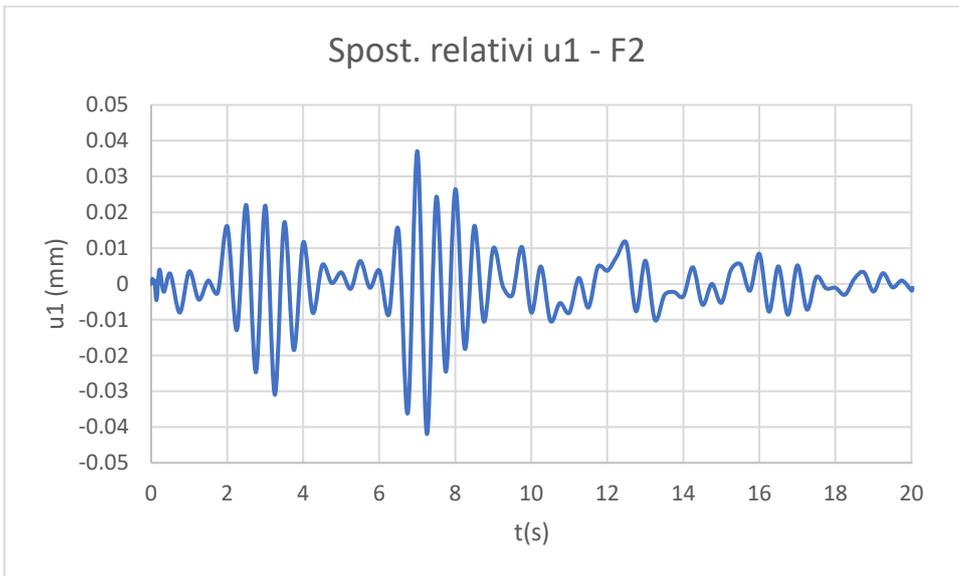
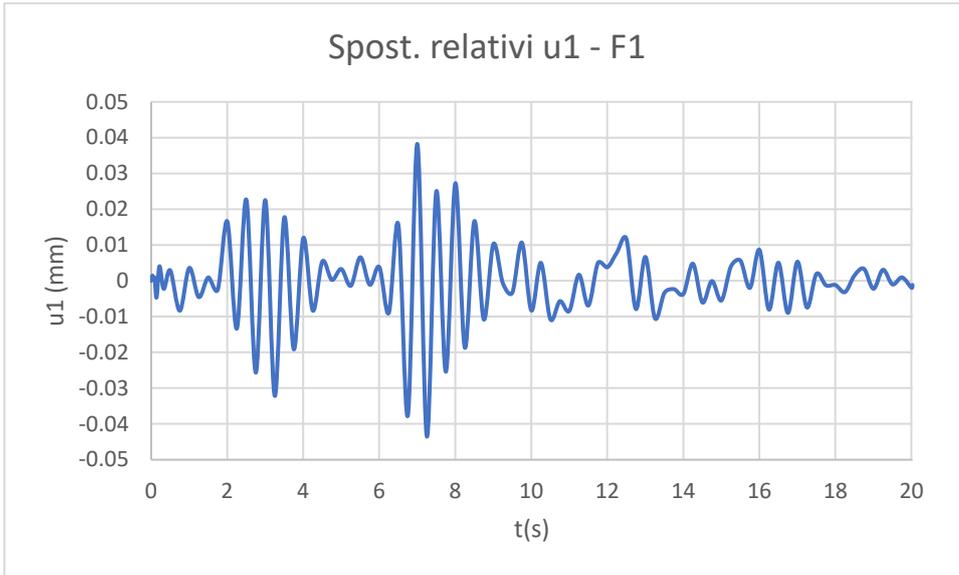


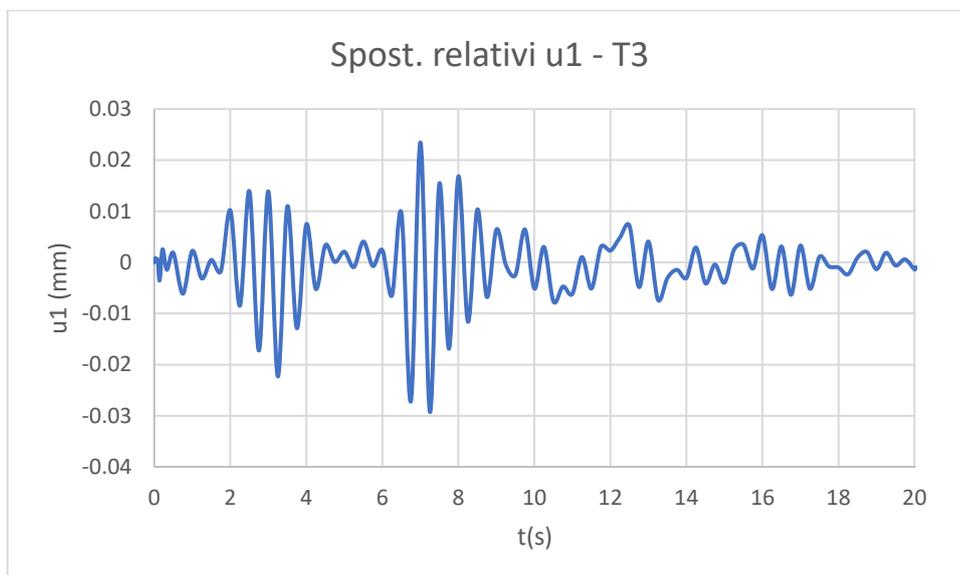
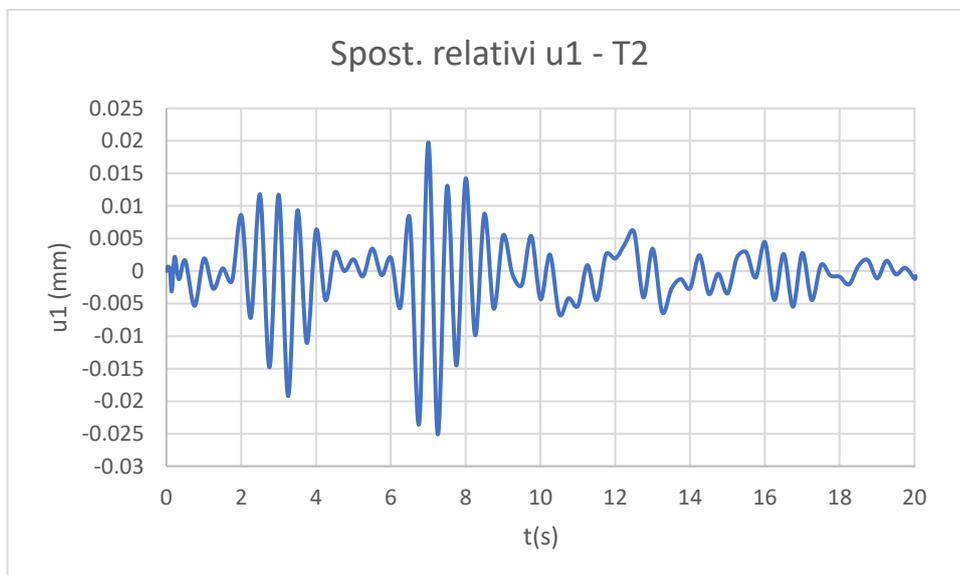
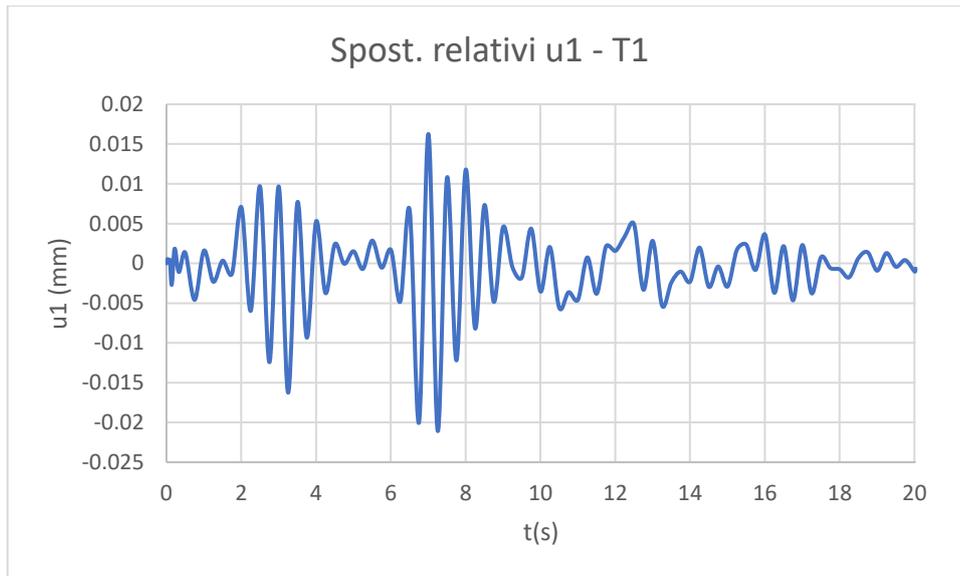


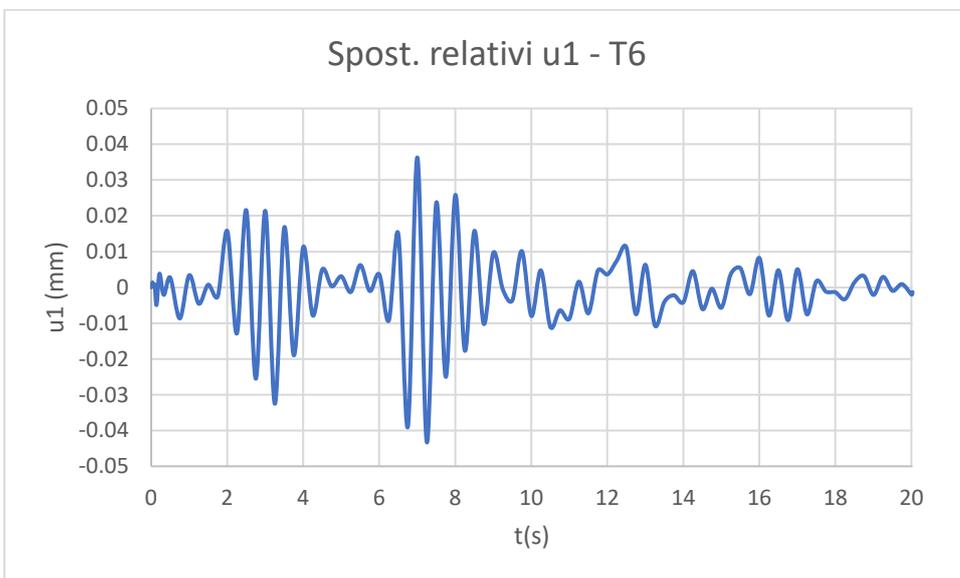
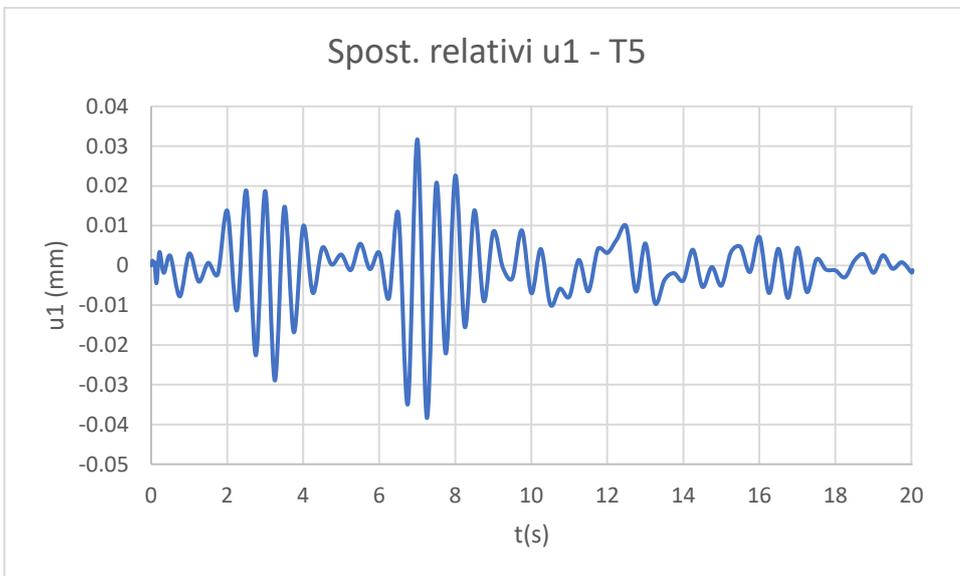
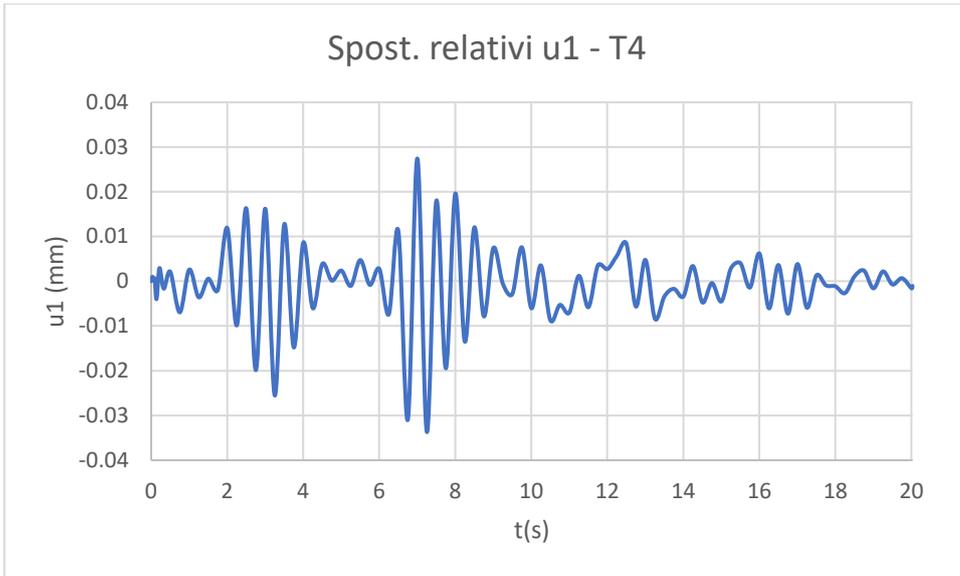


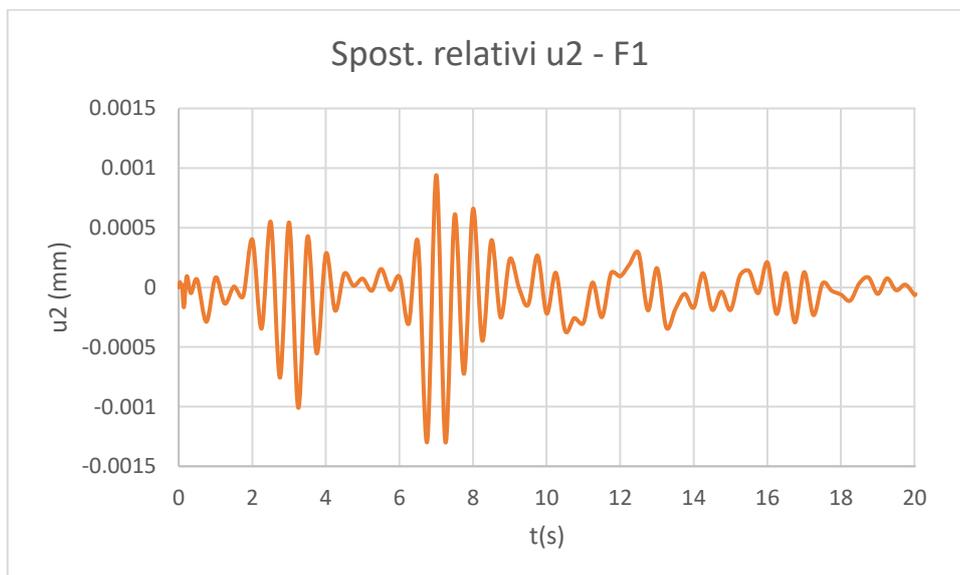
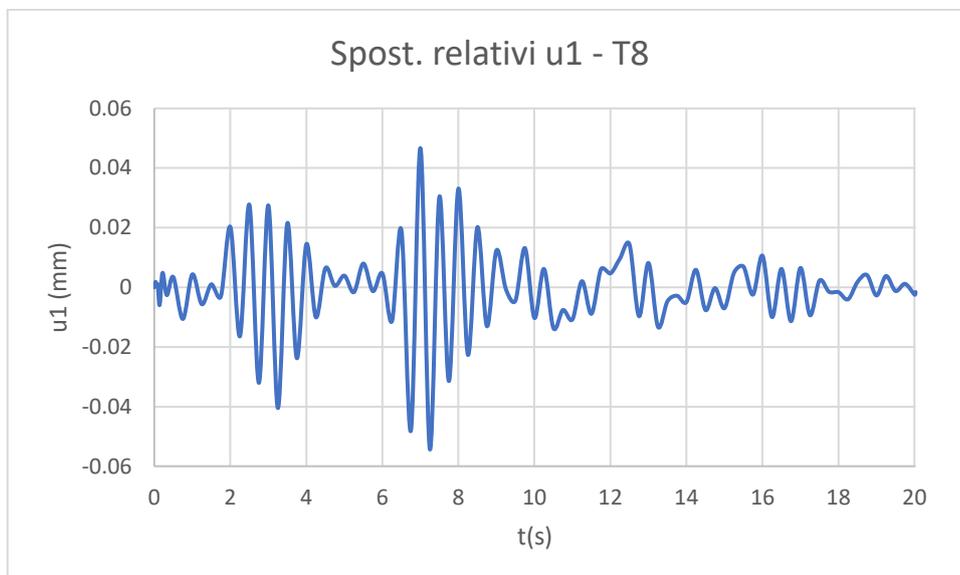
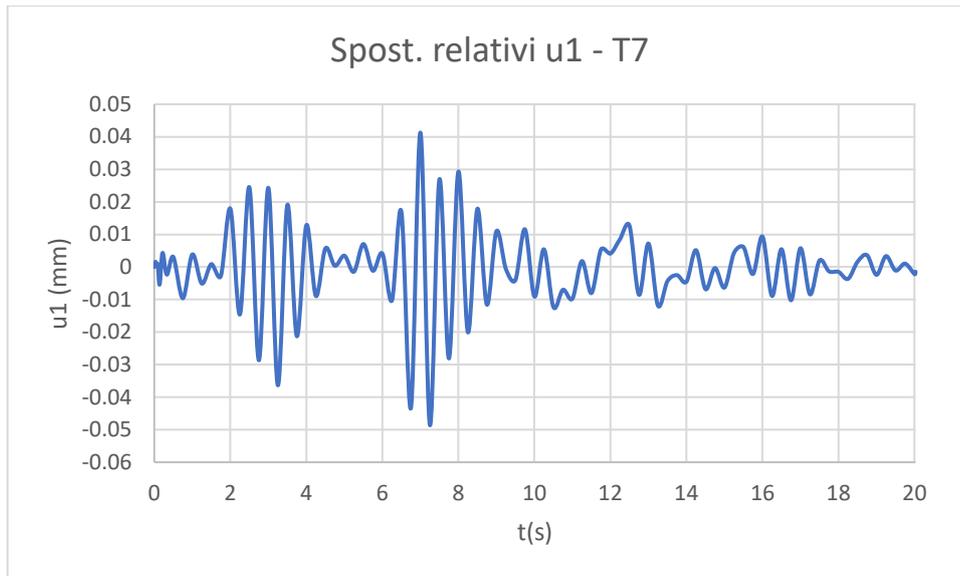


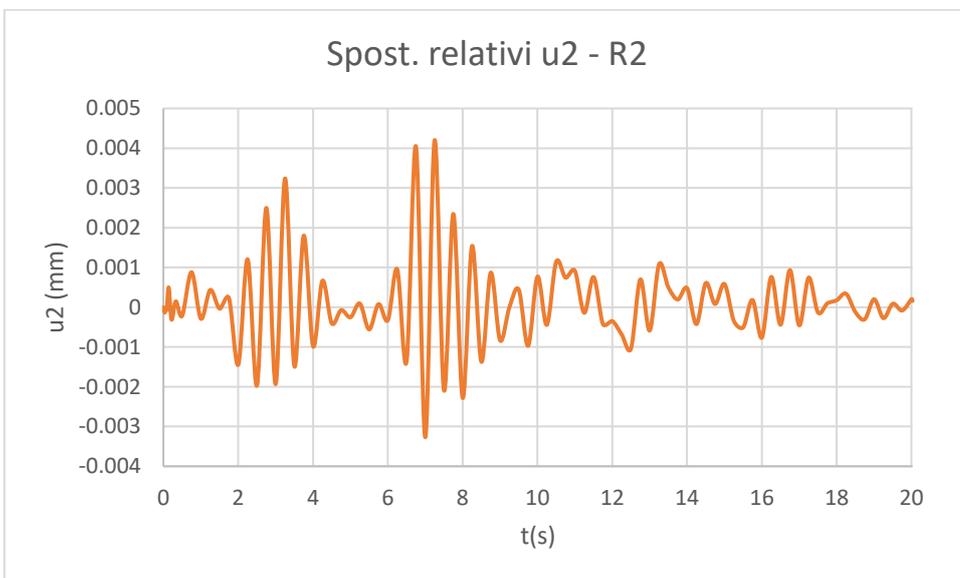
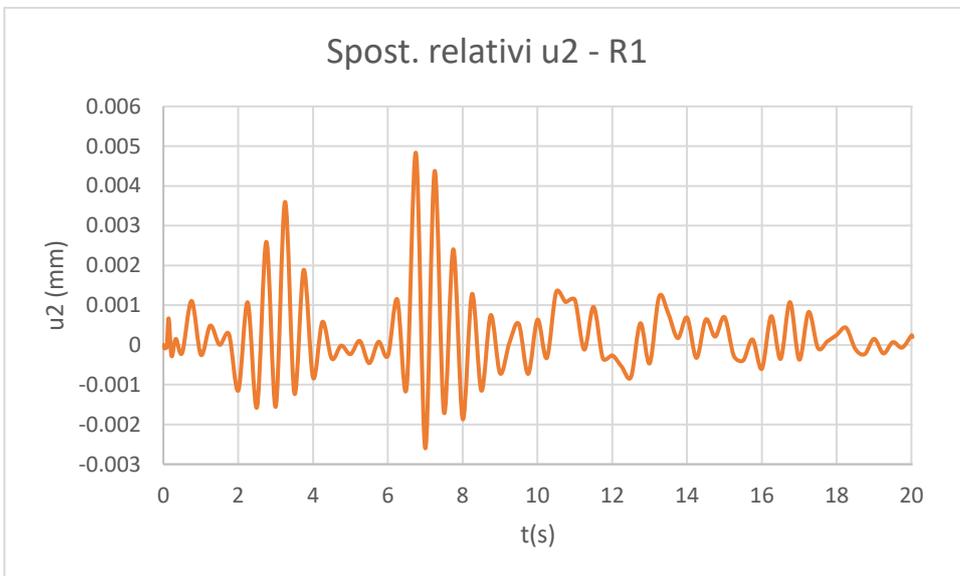
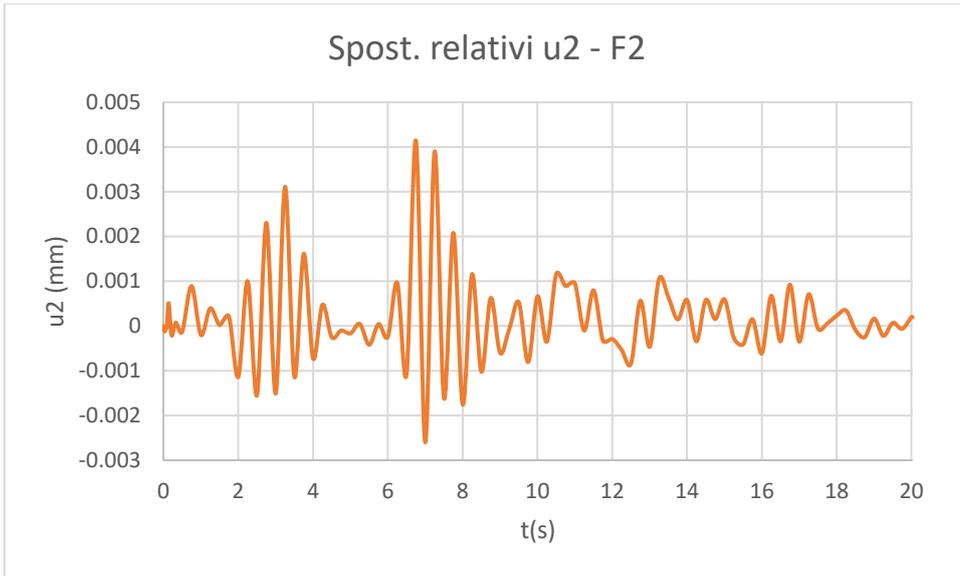
A3.2.1.6 Time history REC6, ID 467

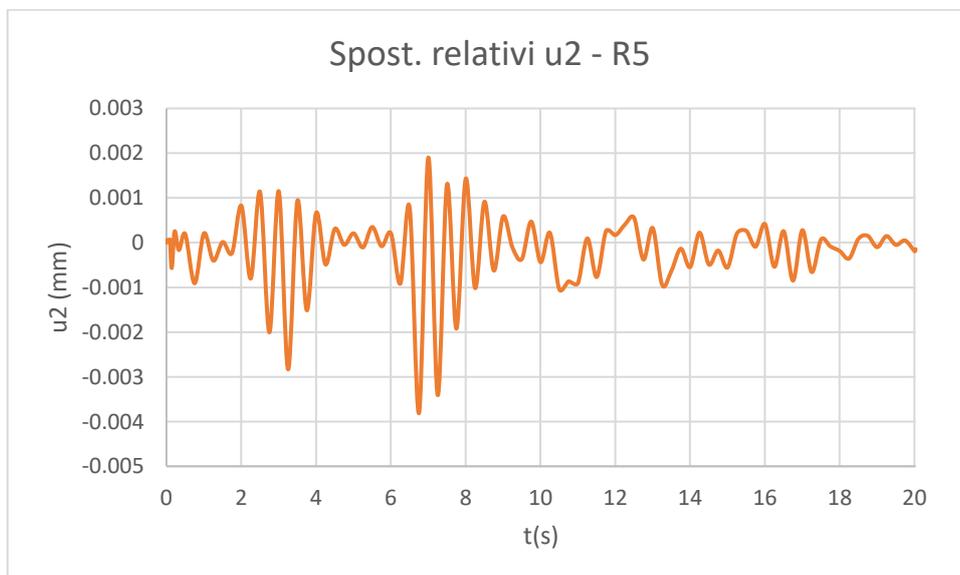
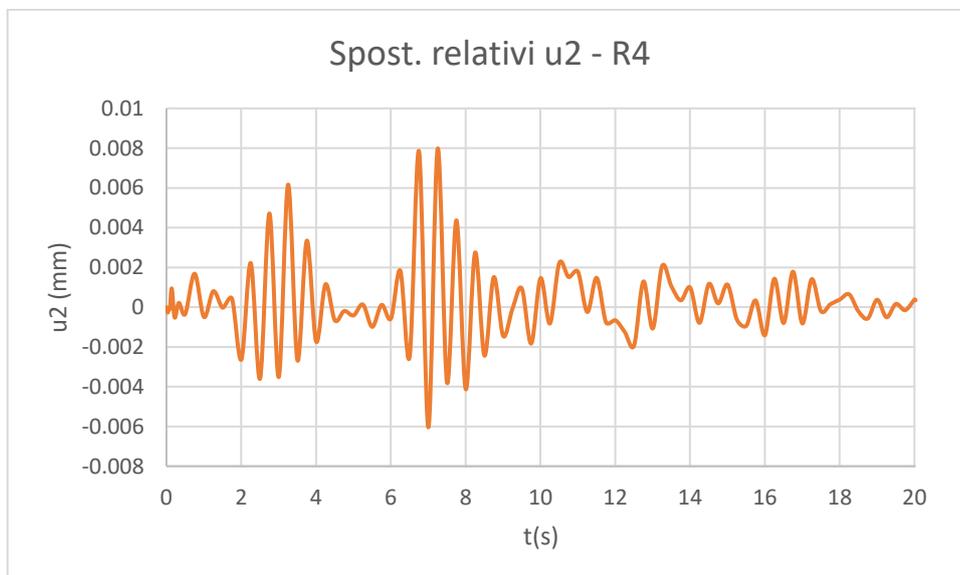
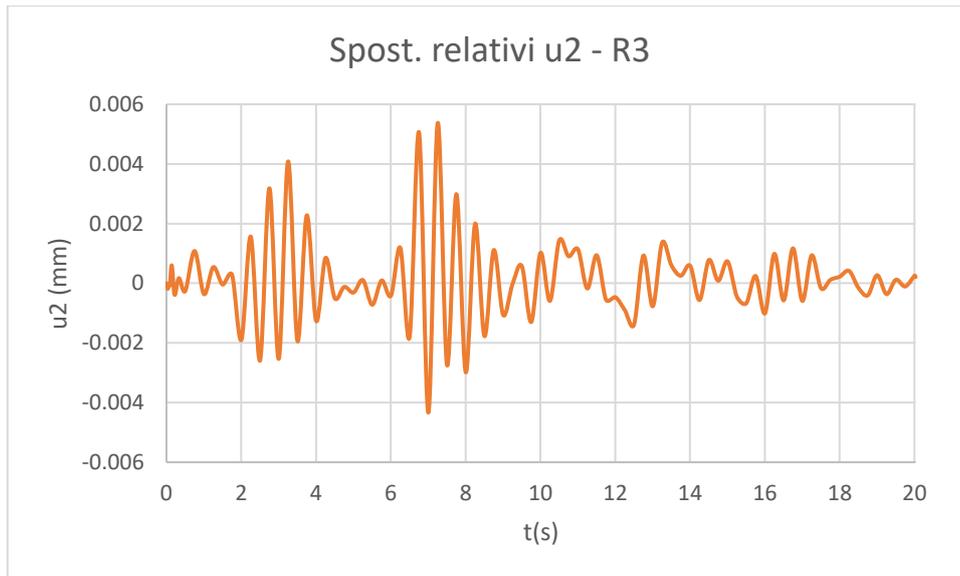


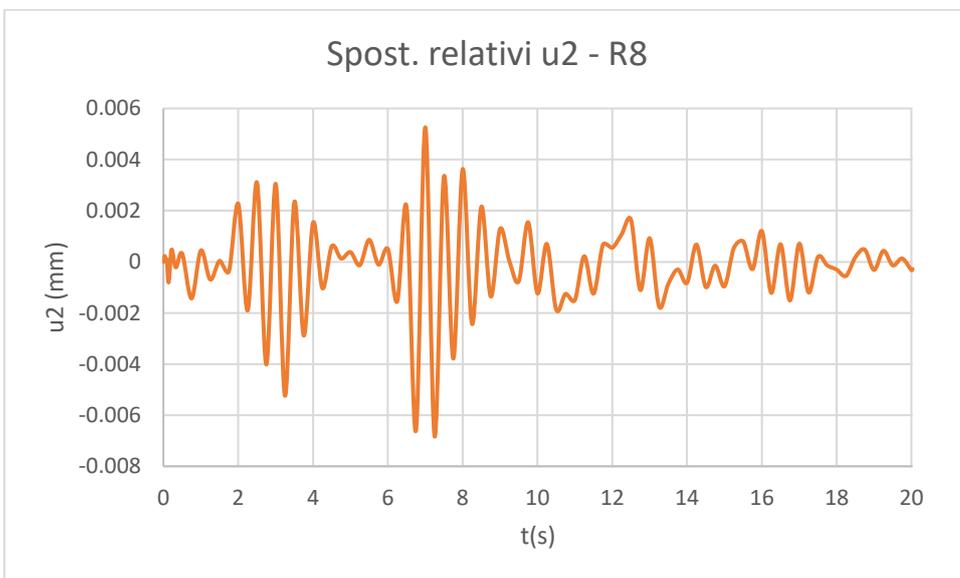
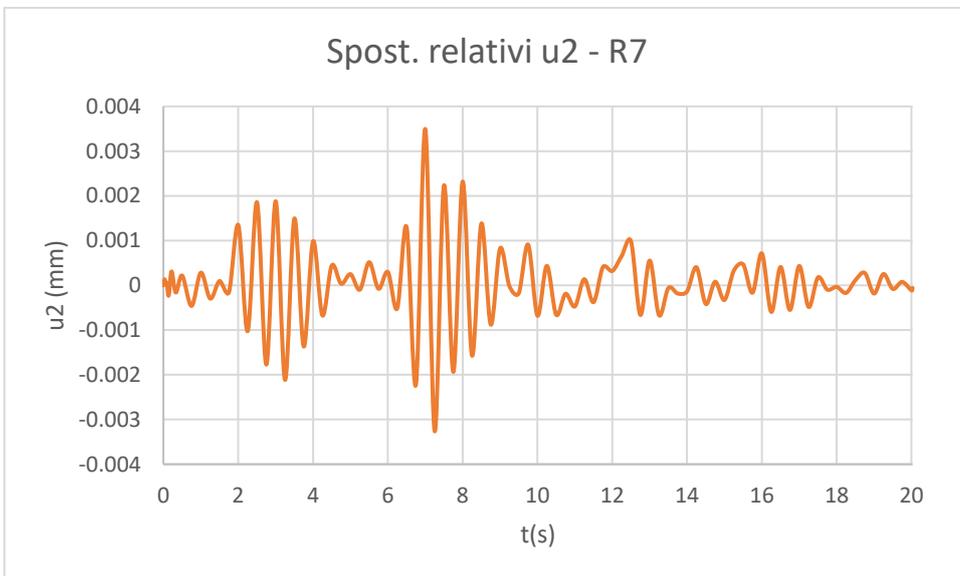
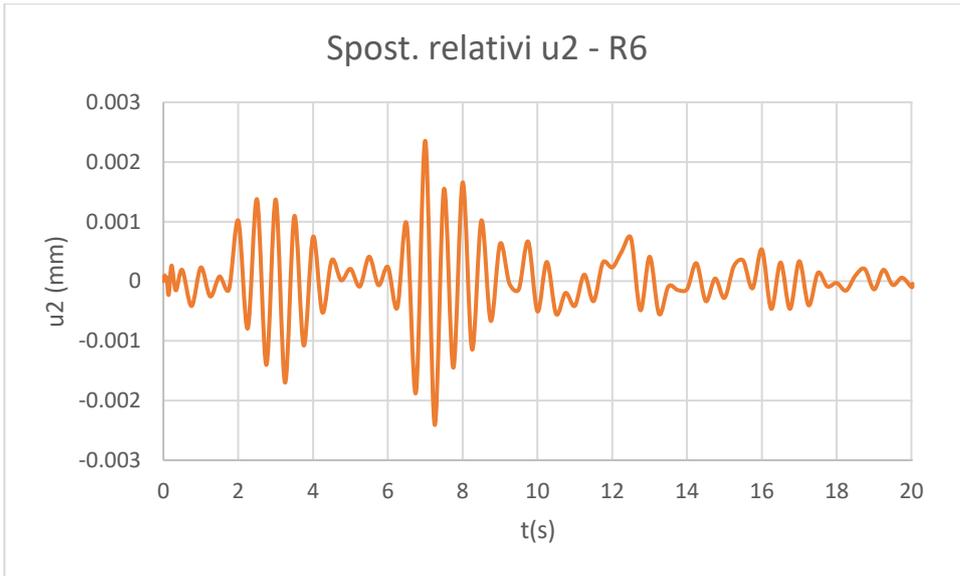


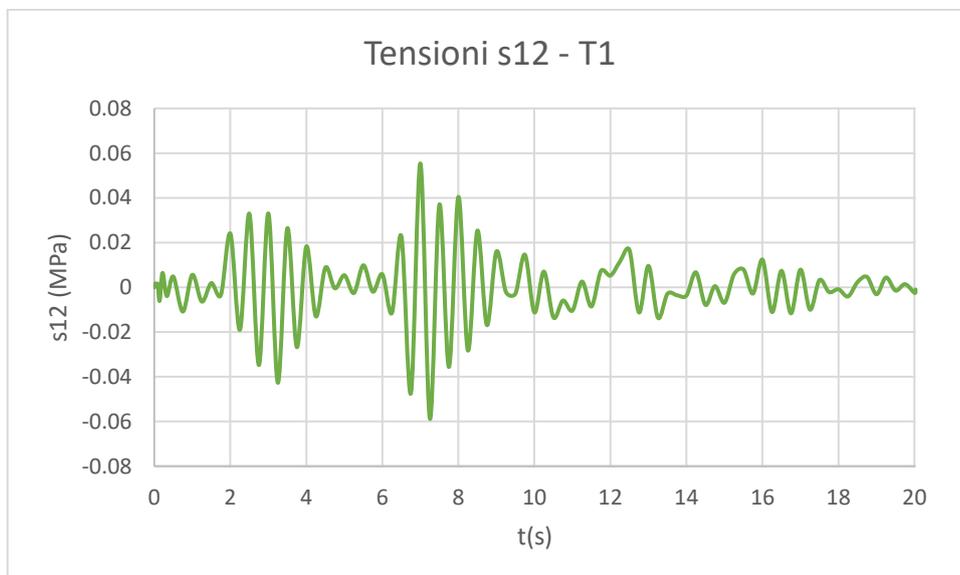
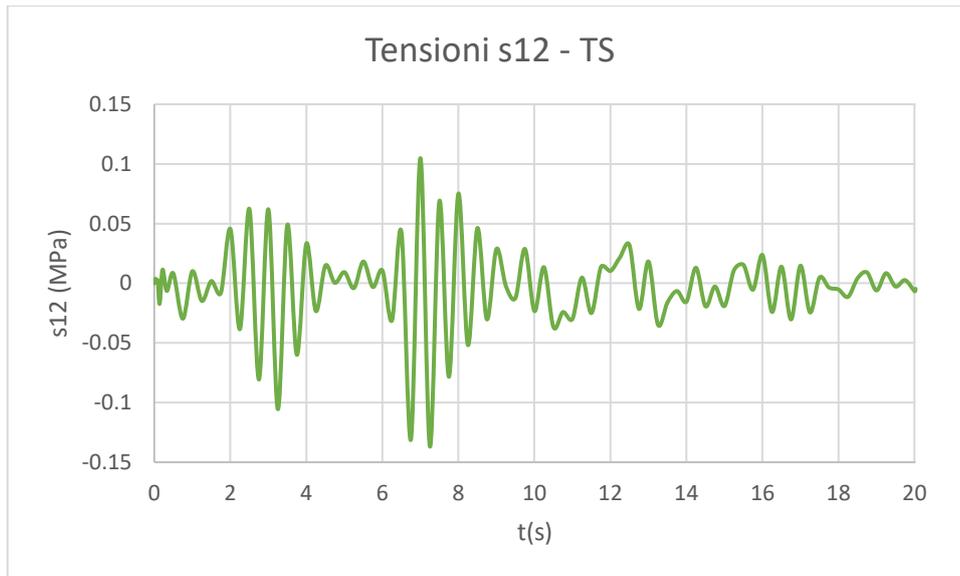


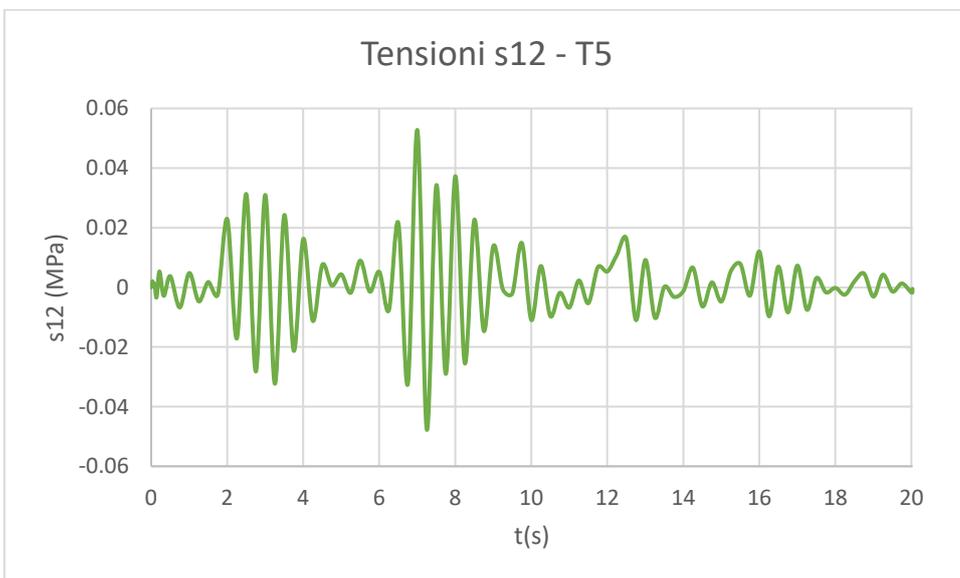
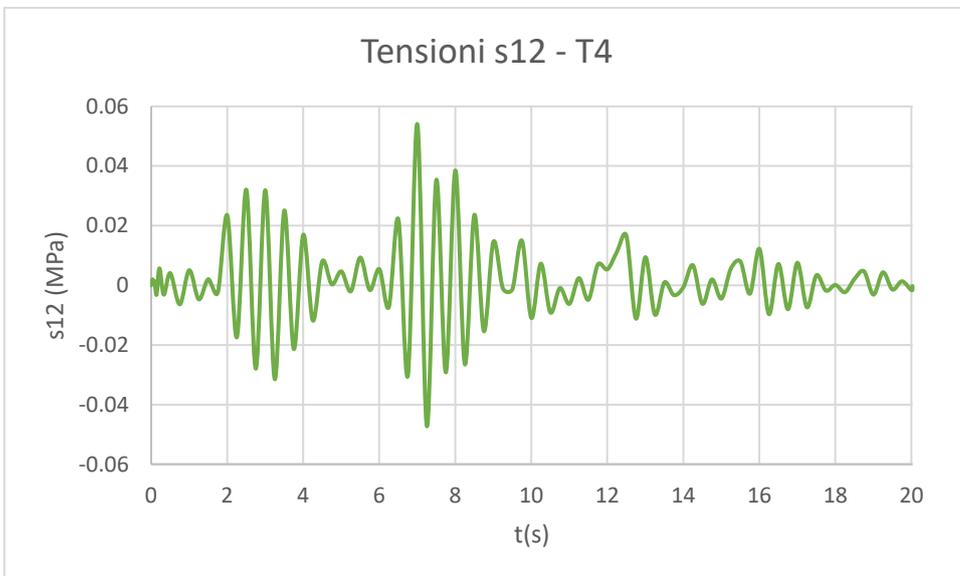
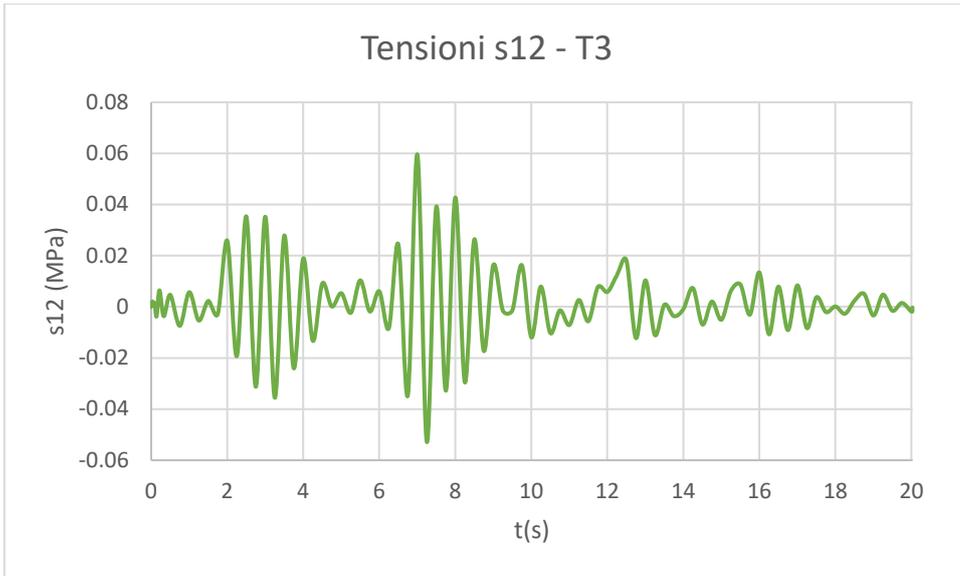


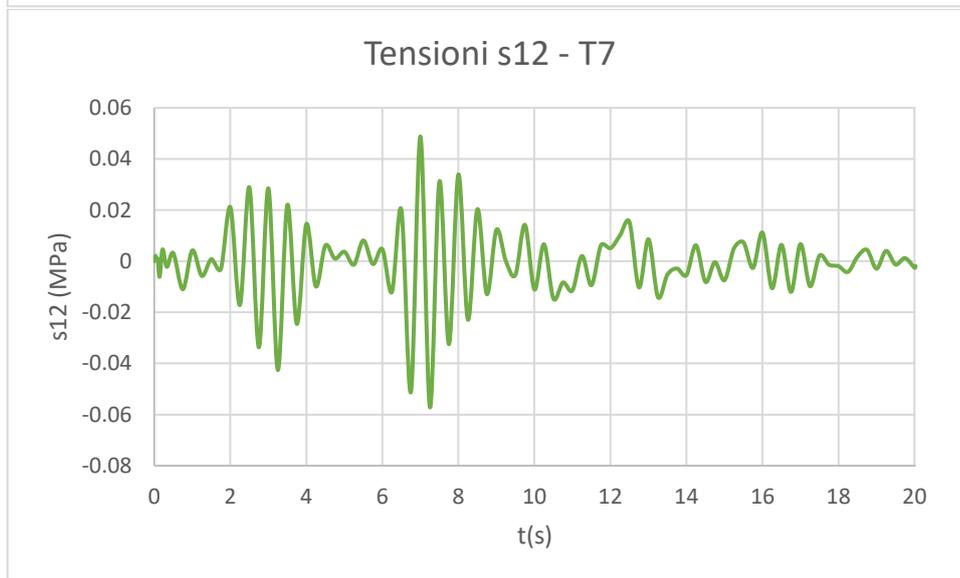
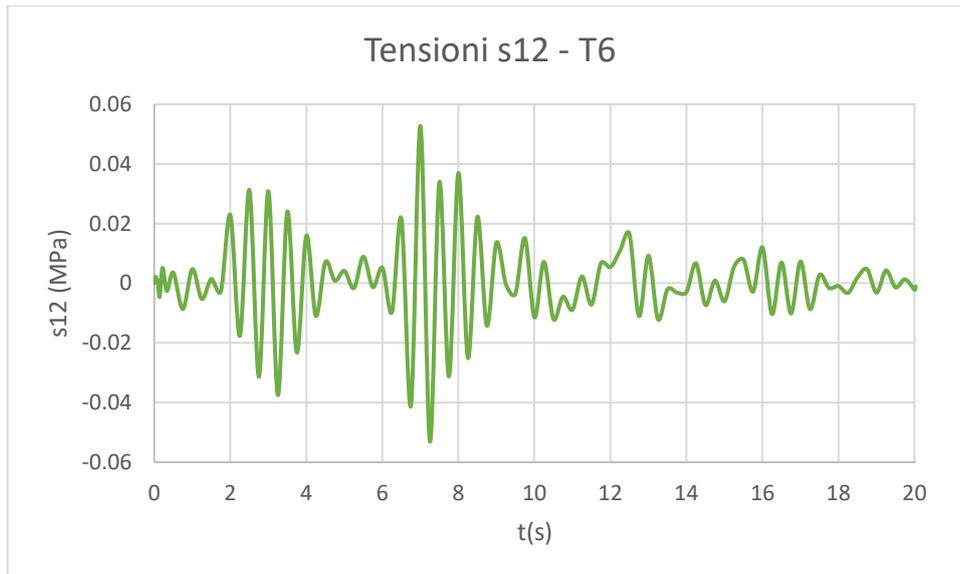




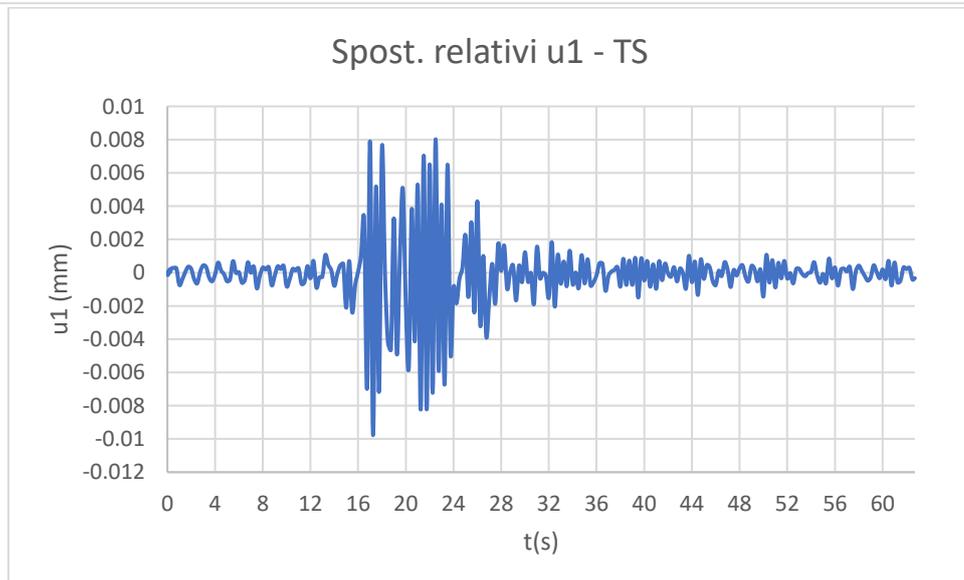
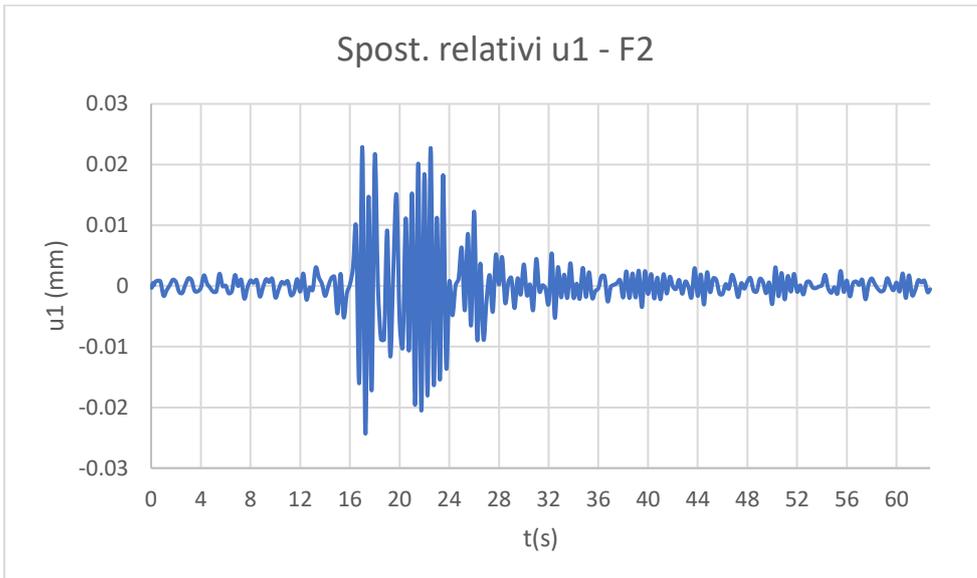
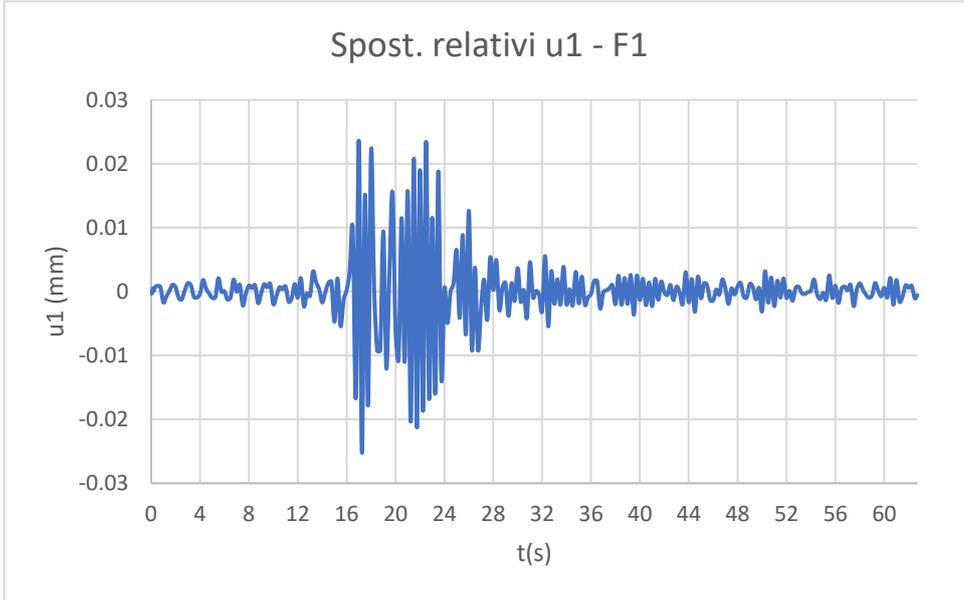


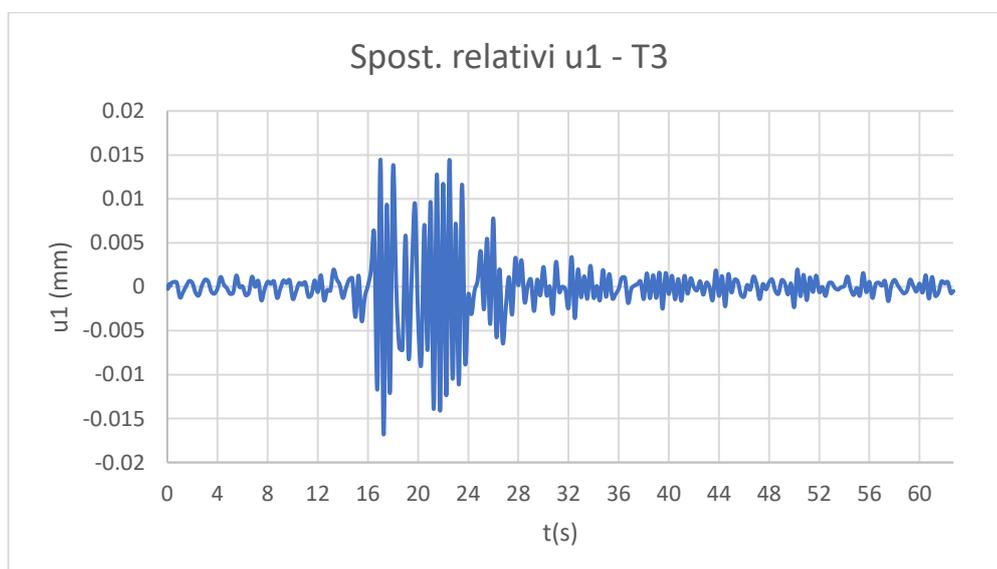
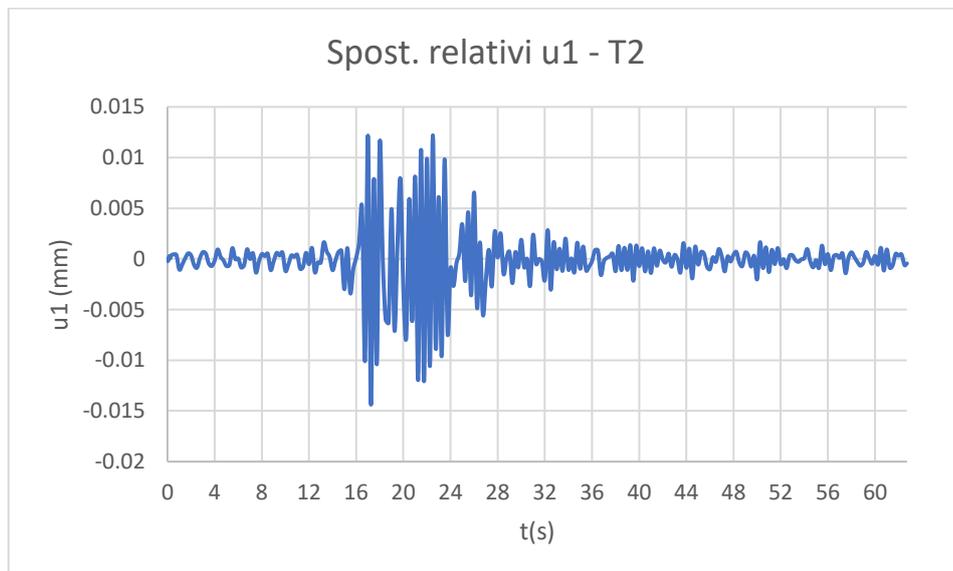
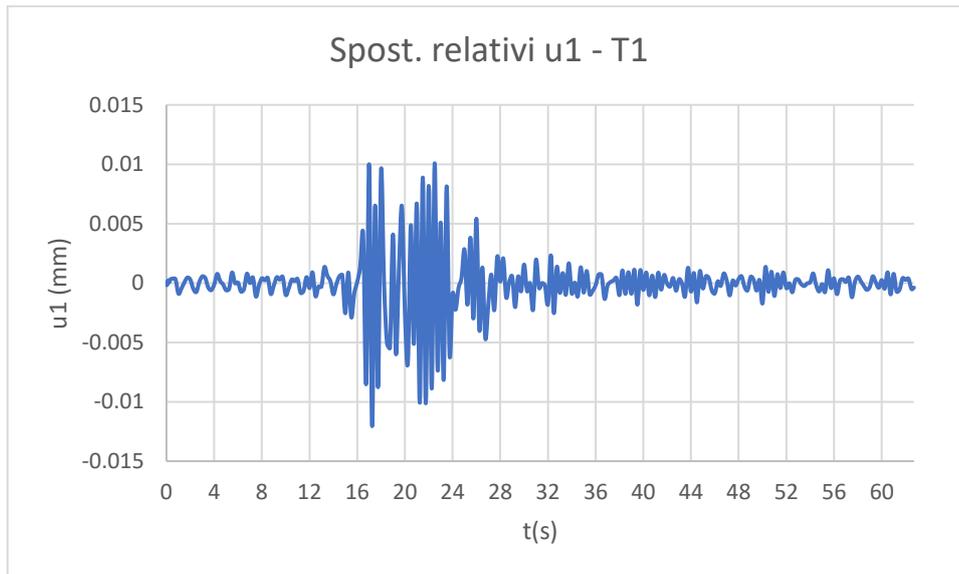


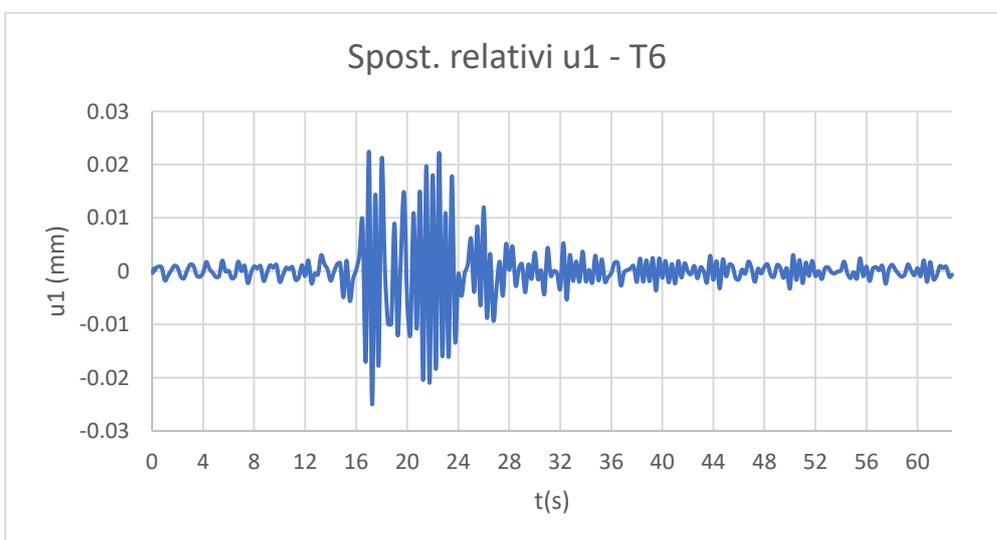
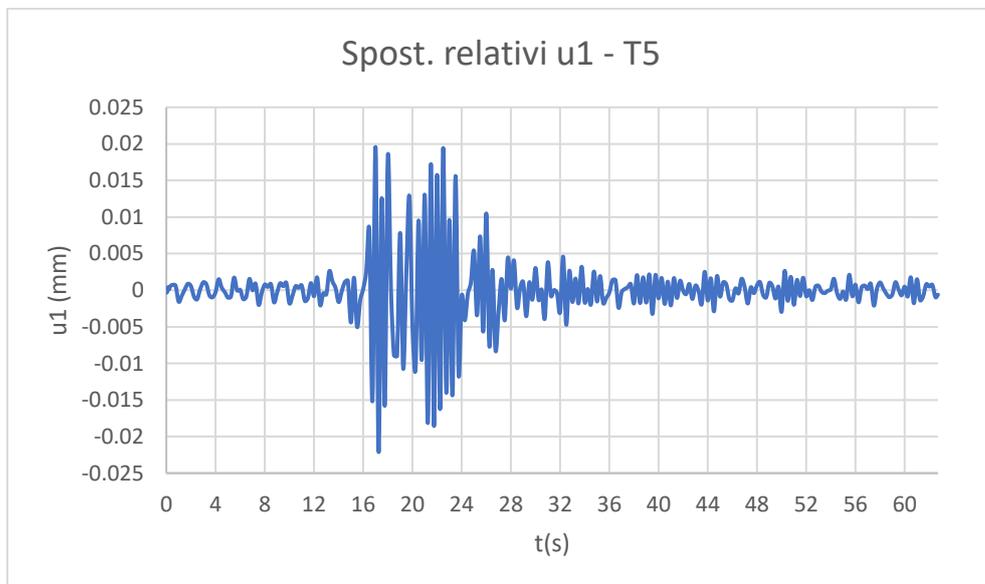
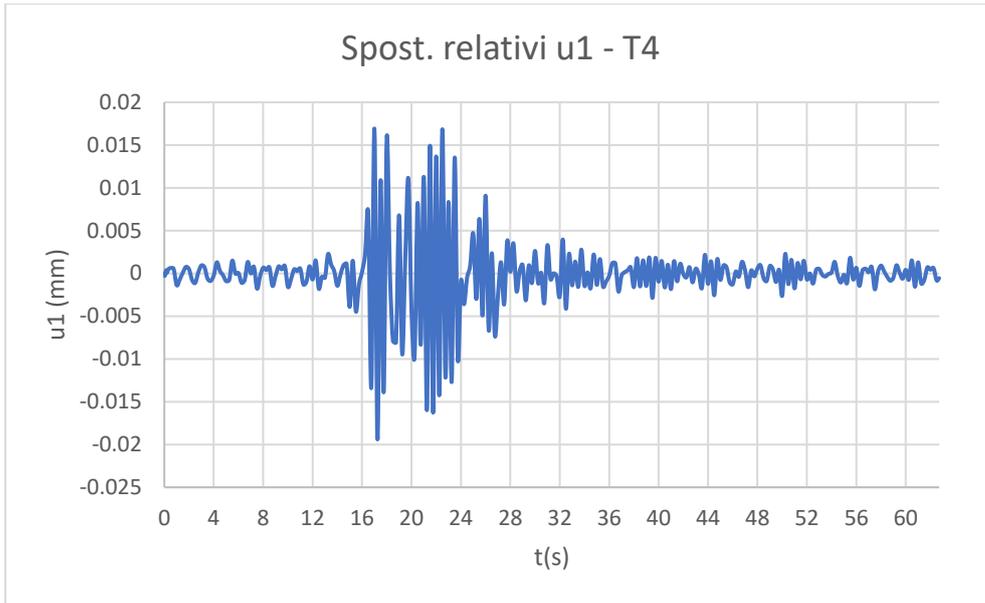


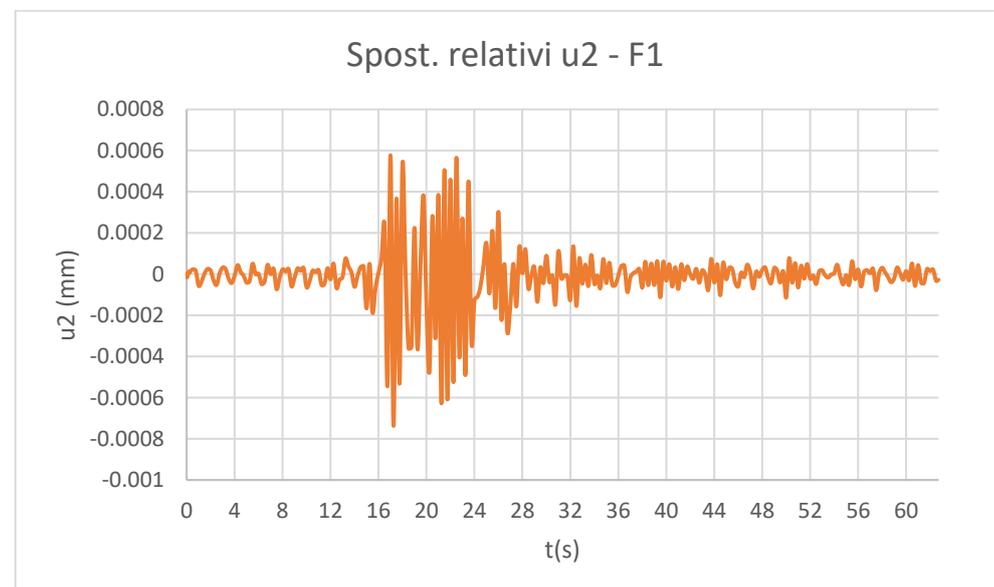
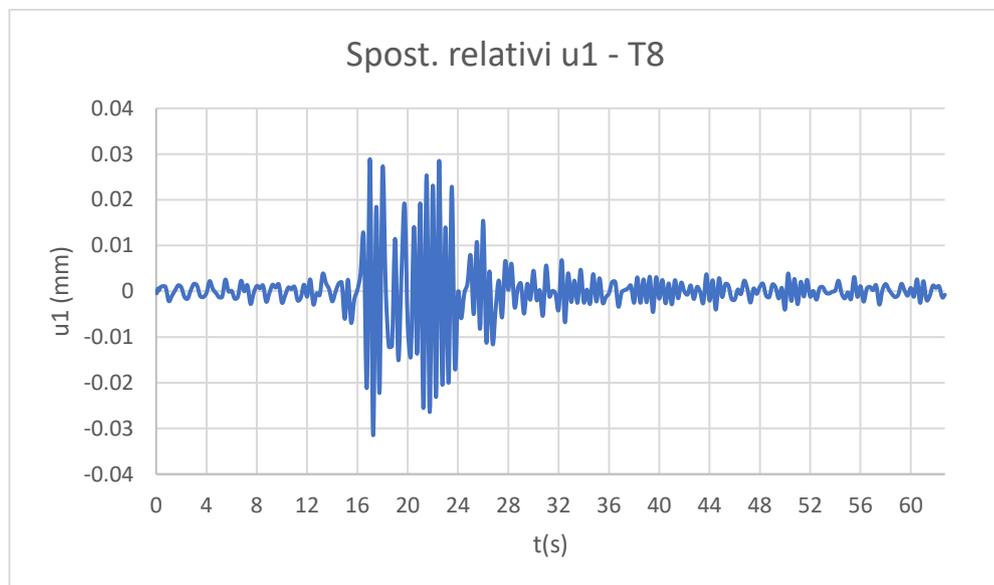
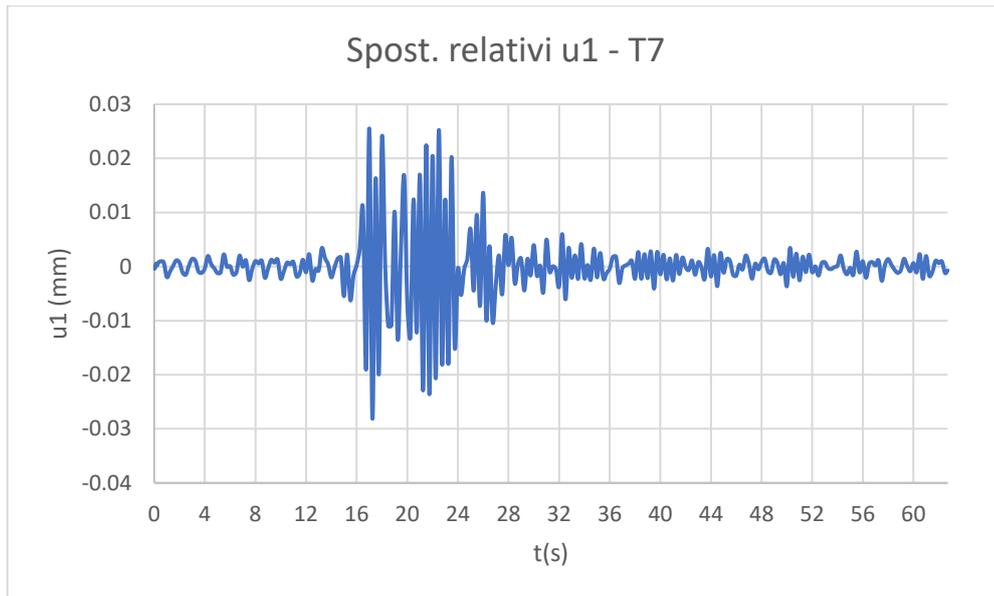


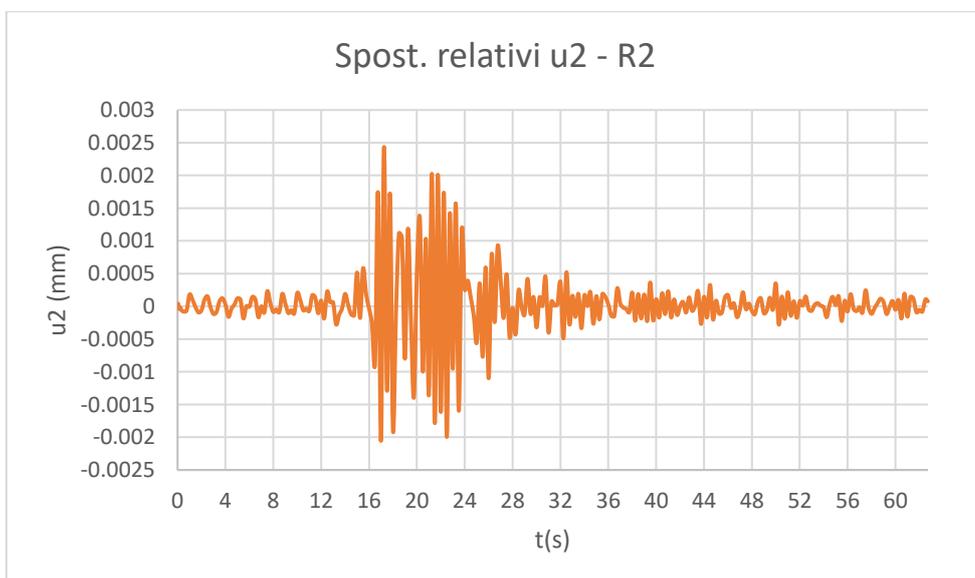
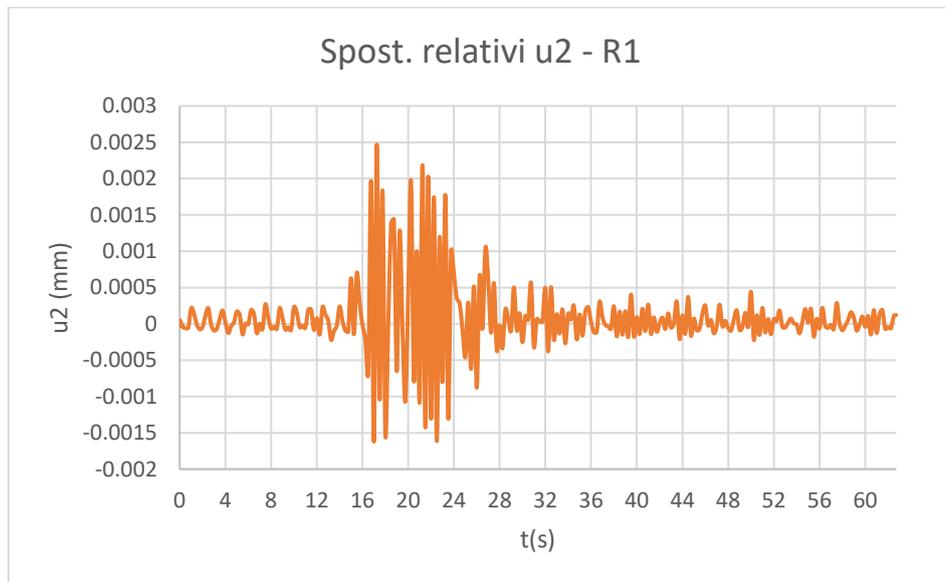
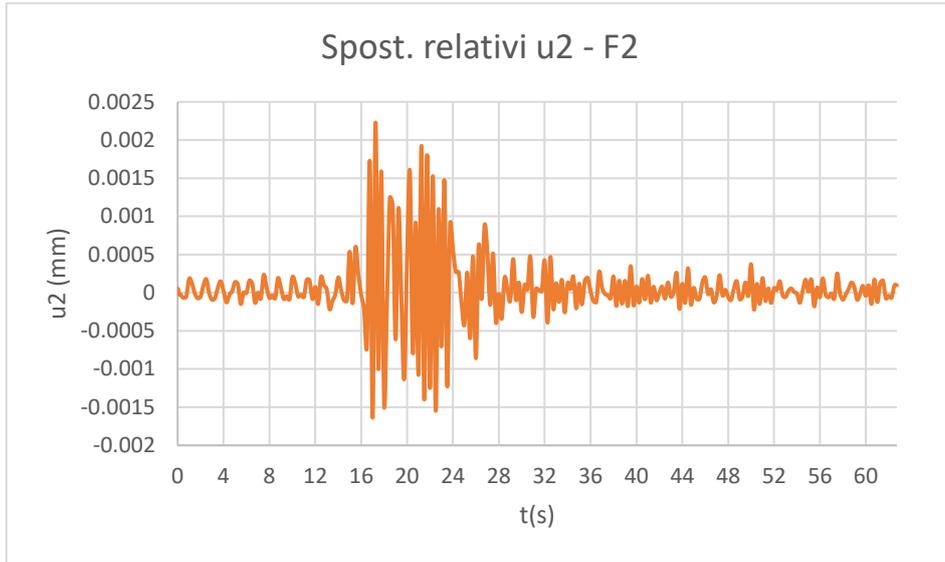
A3.2.1.7 Time history REC7, ID 5151

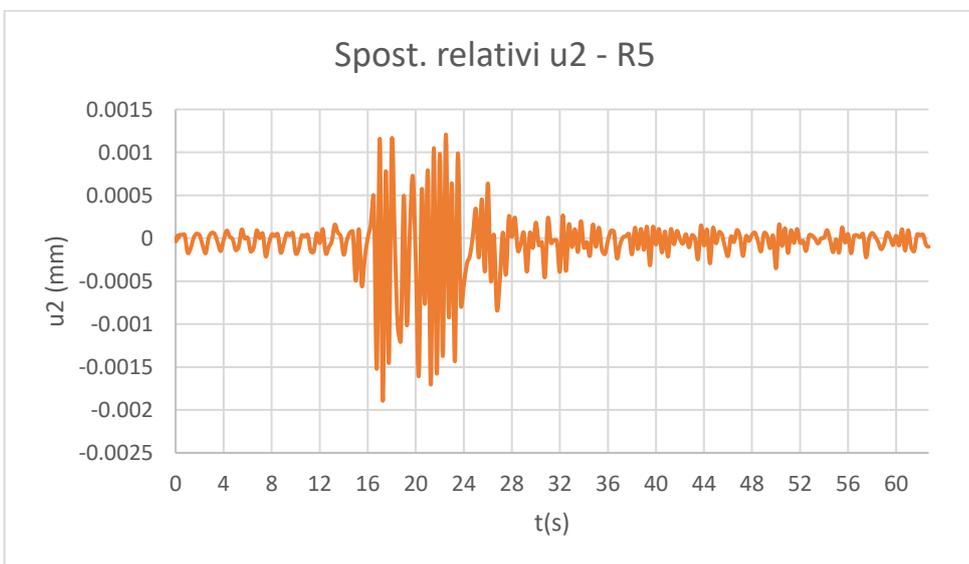
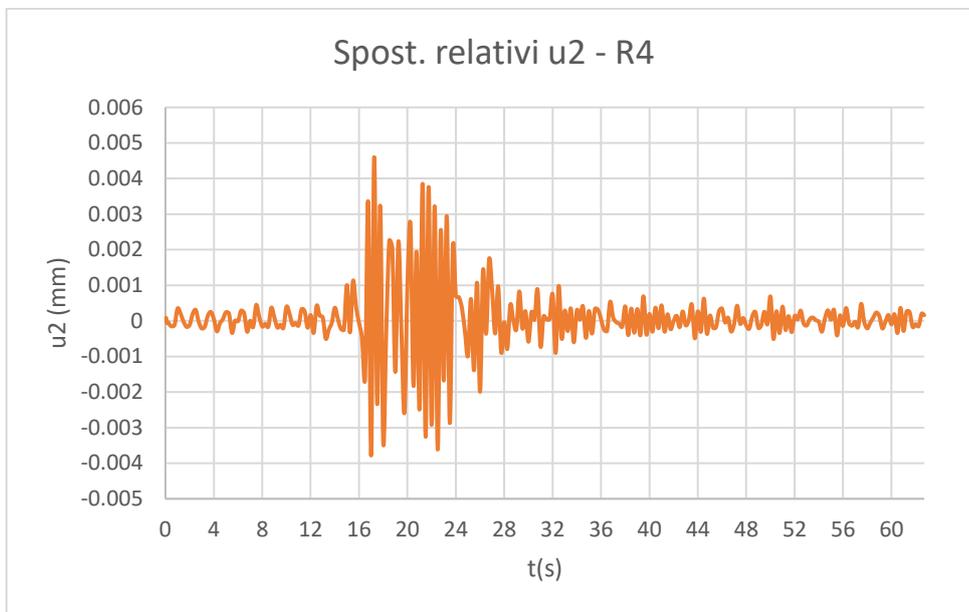
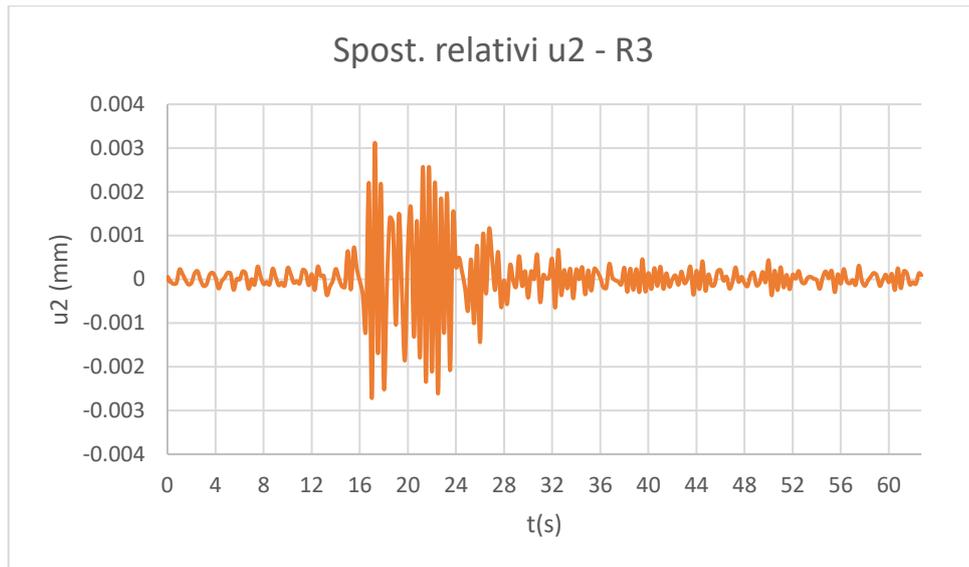


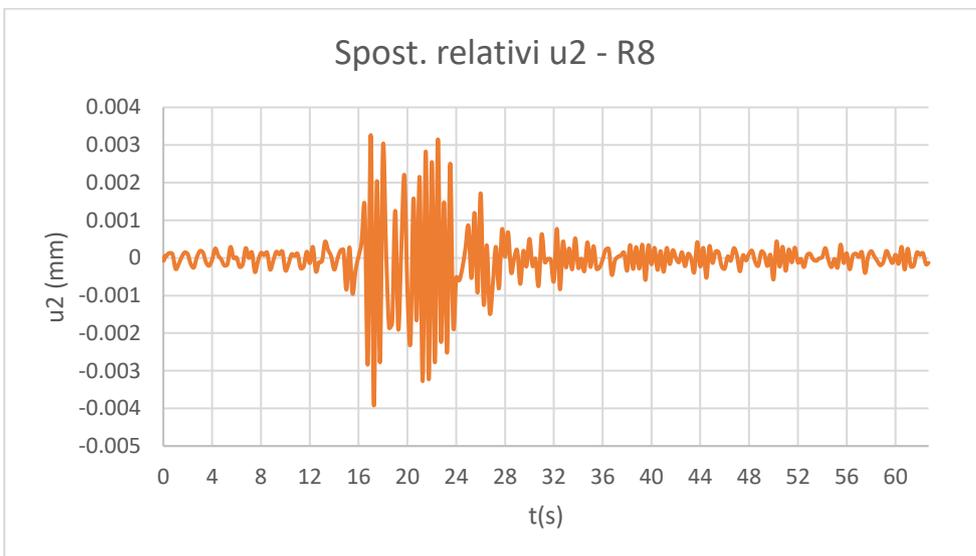
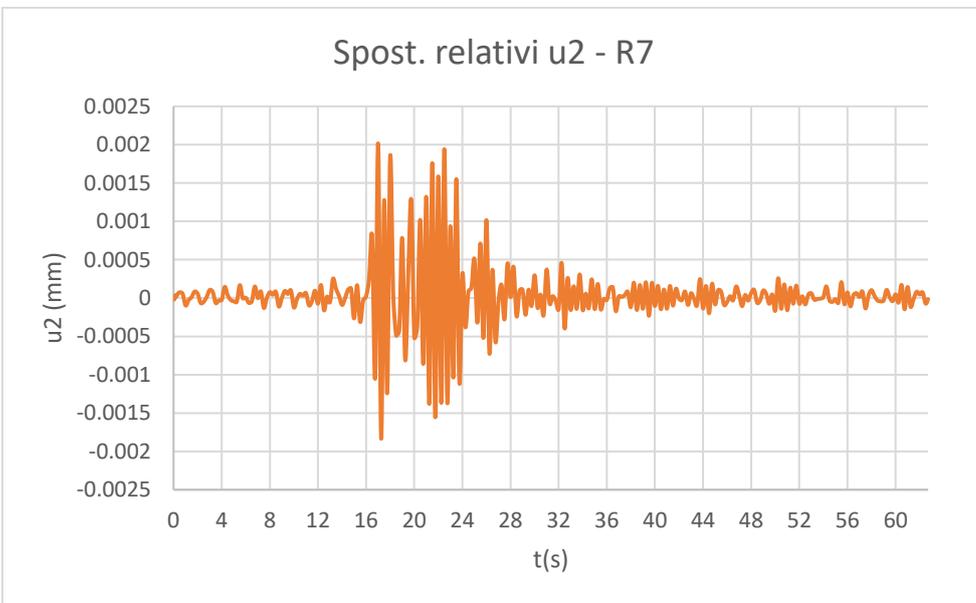
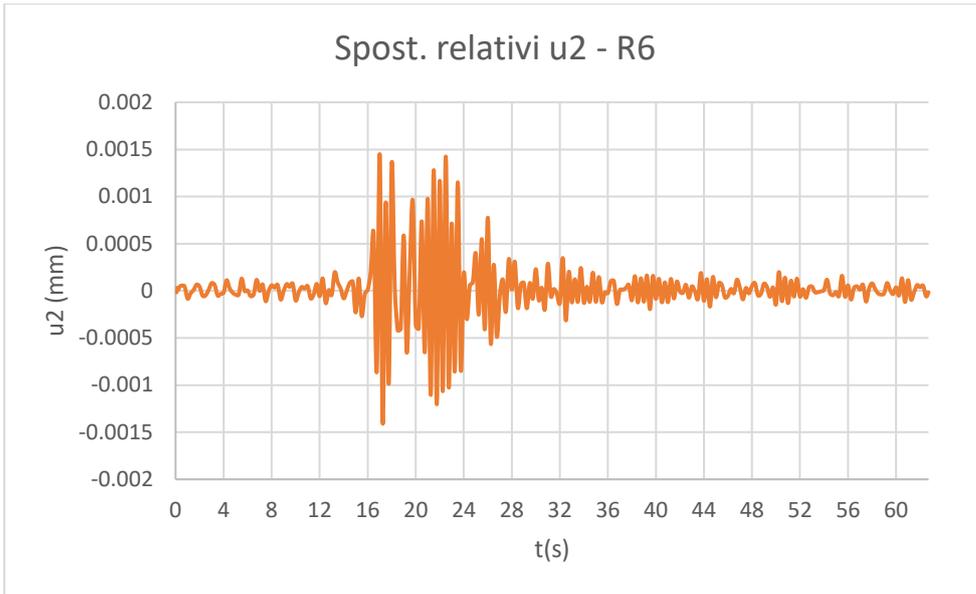


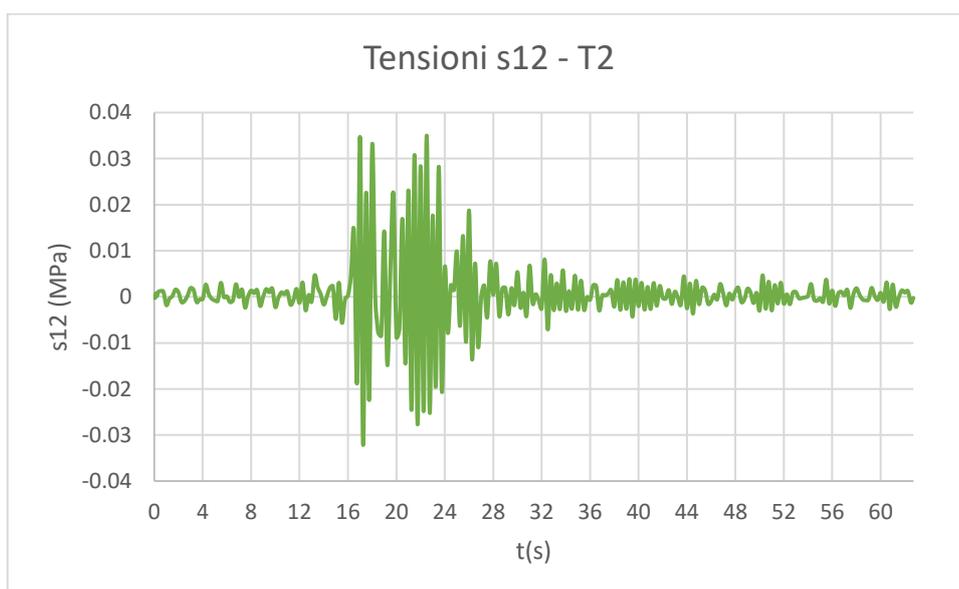
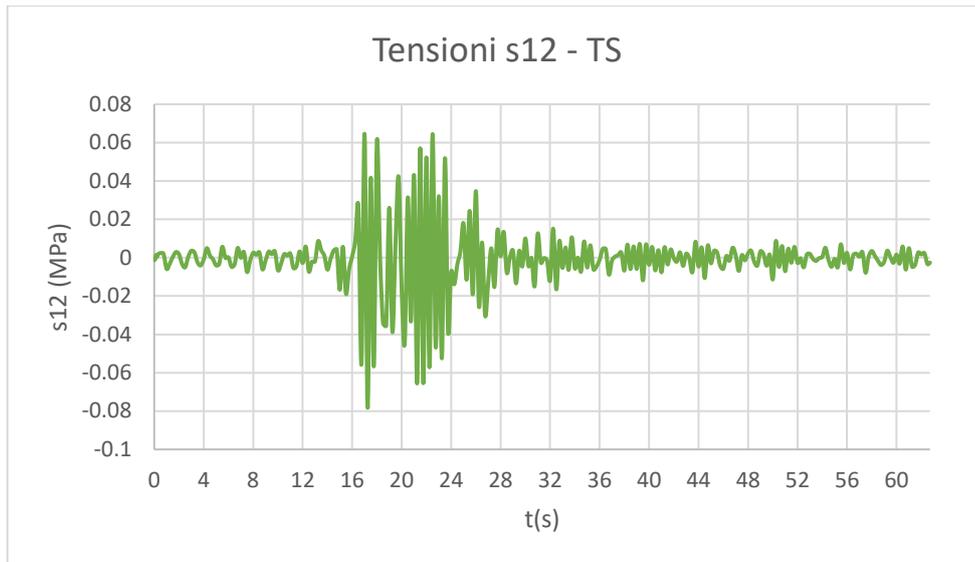


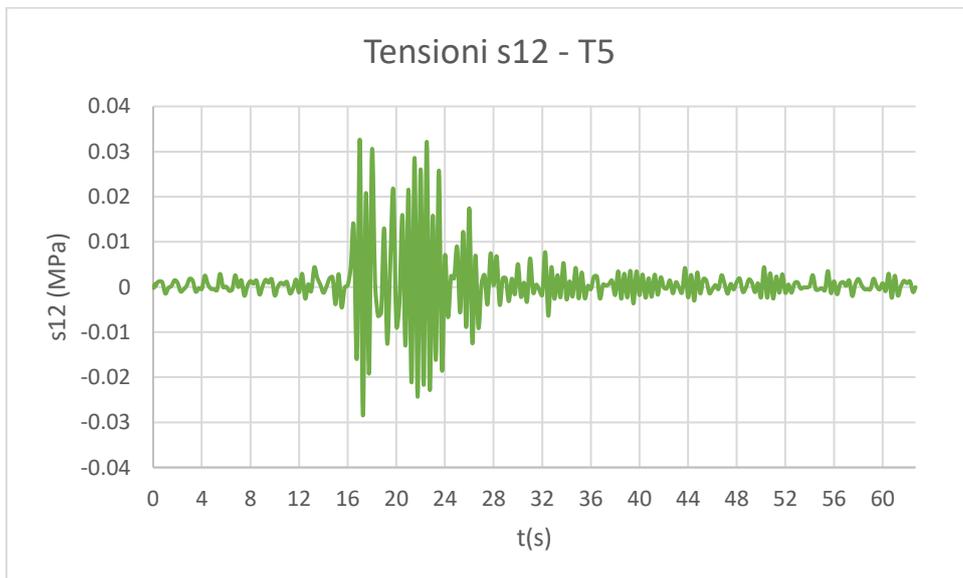
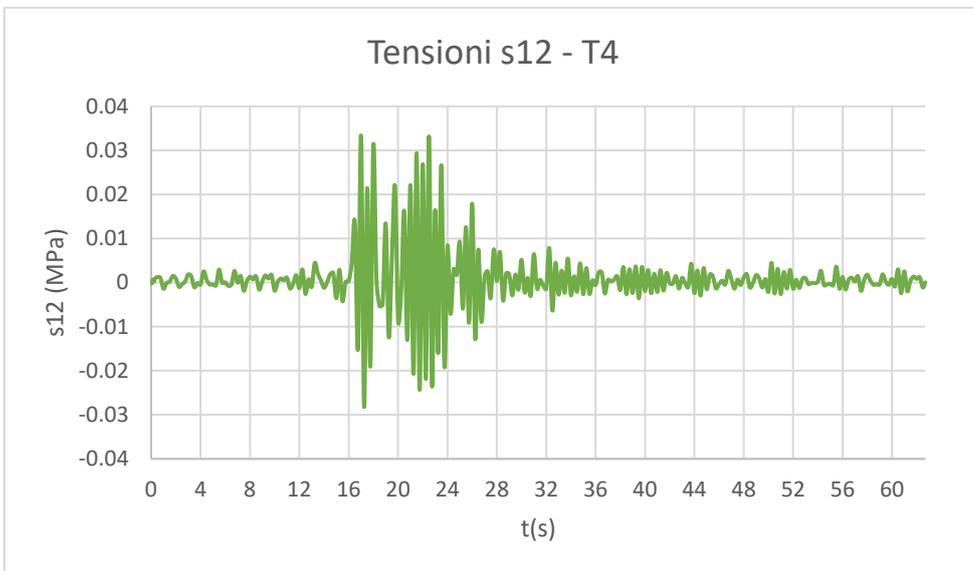
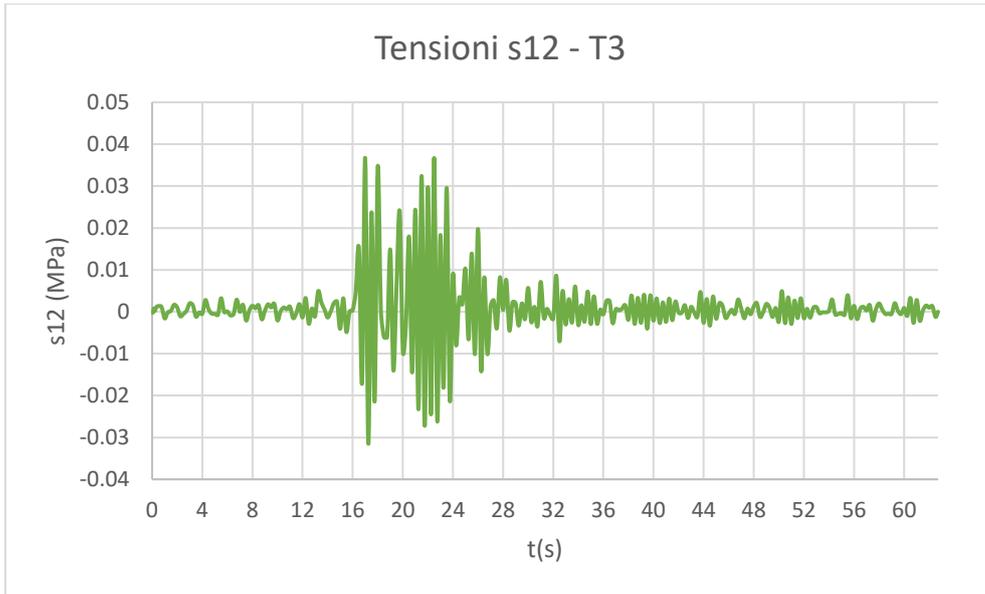


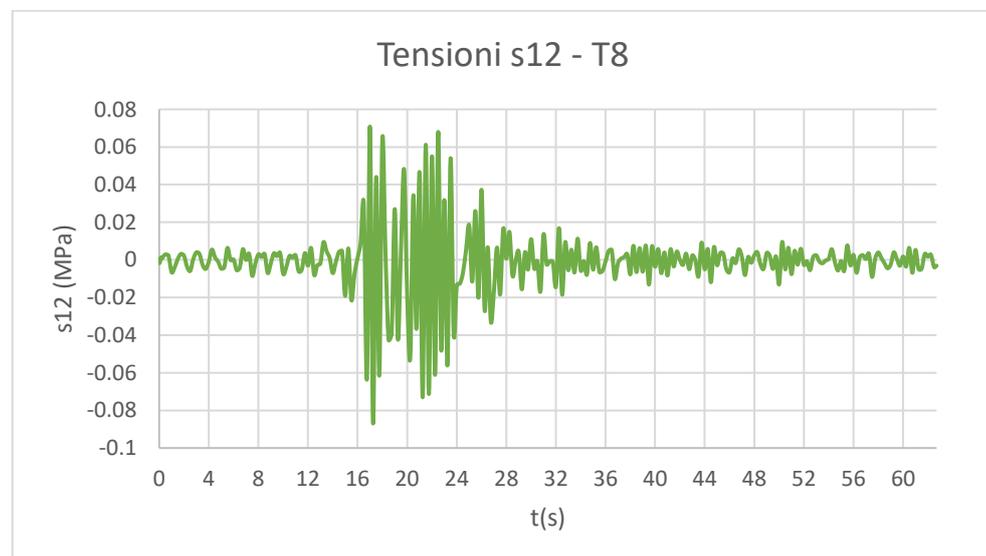
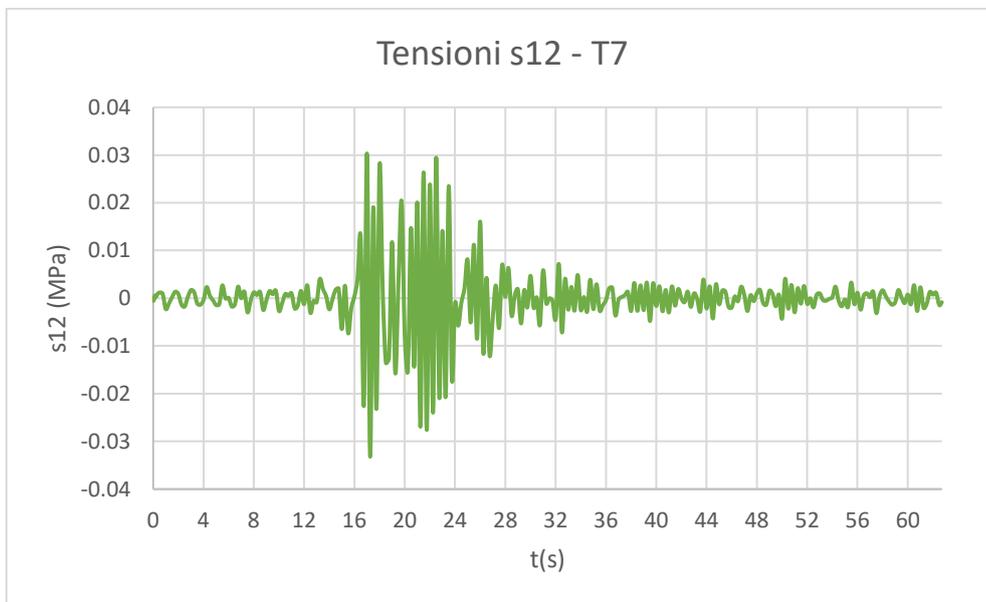
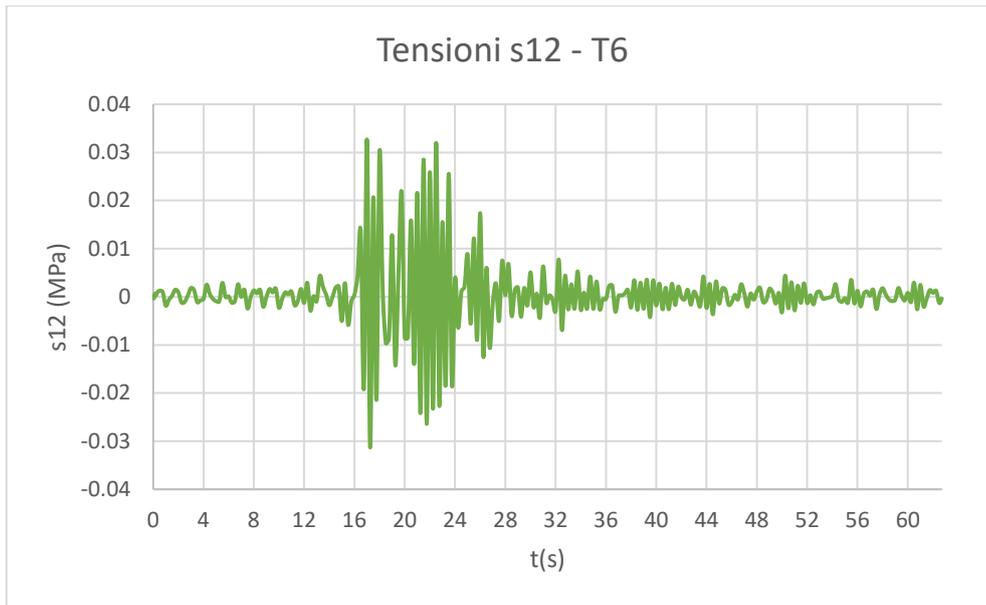






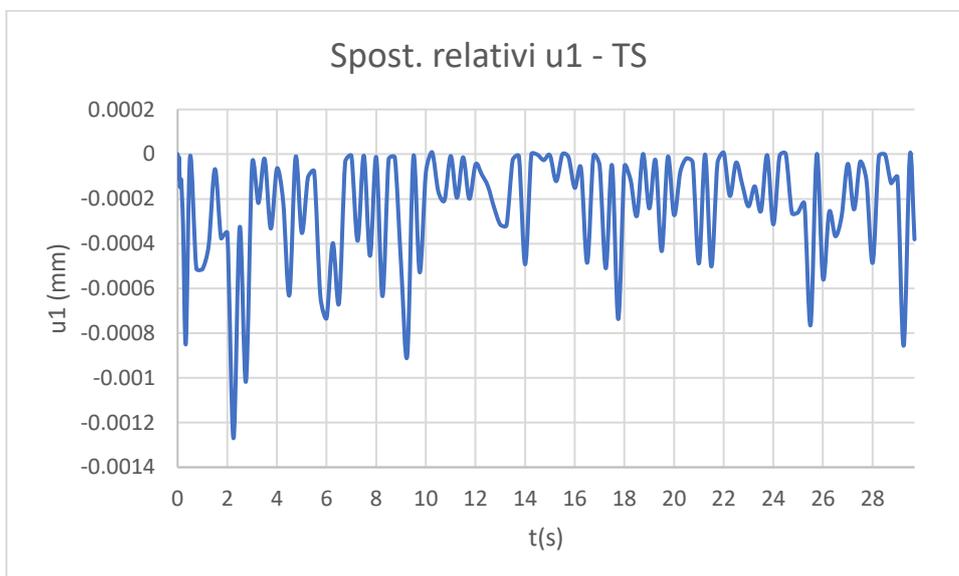
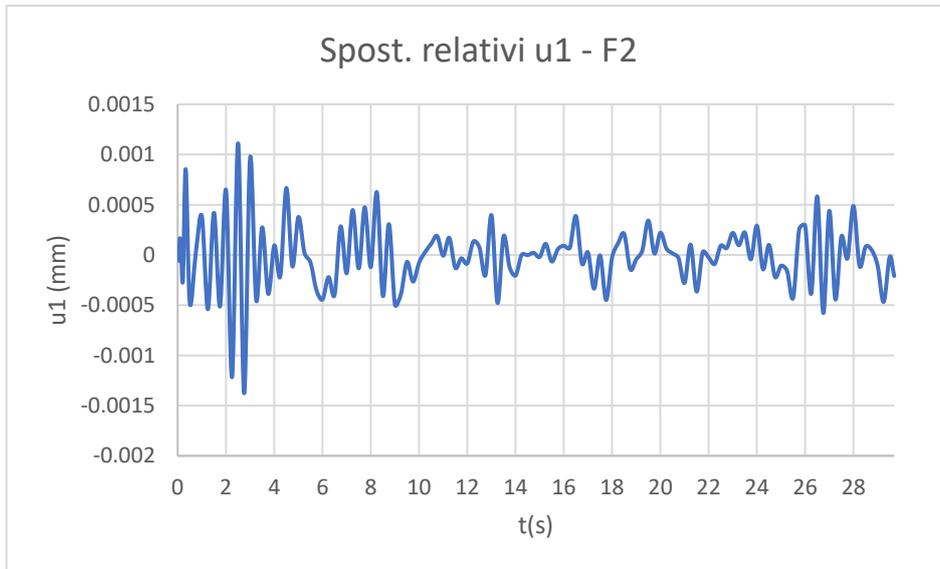
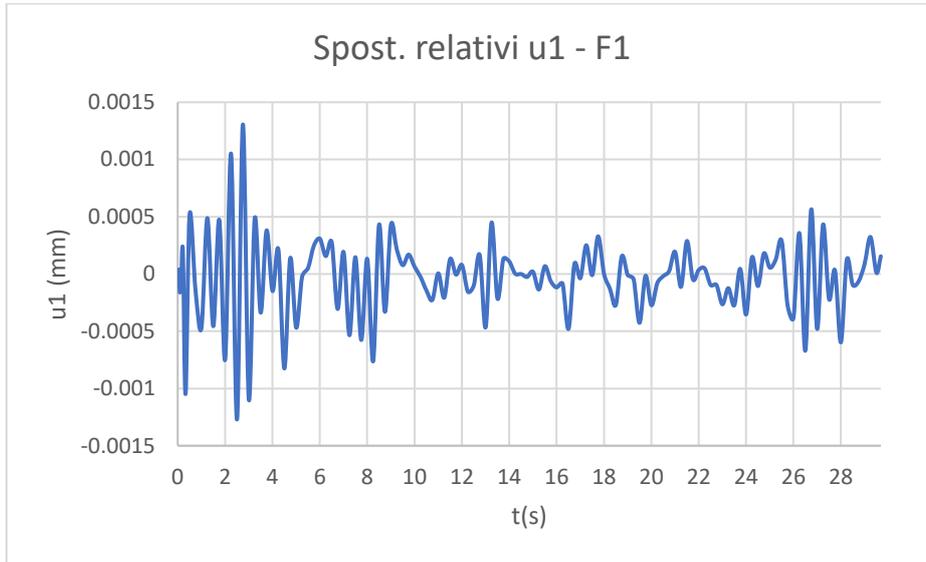


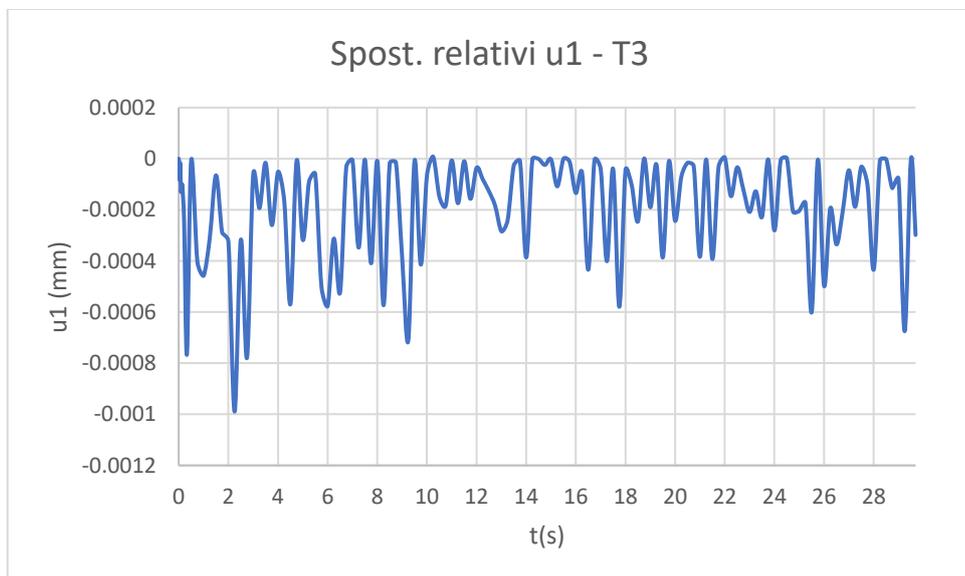
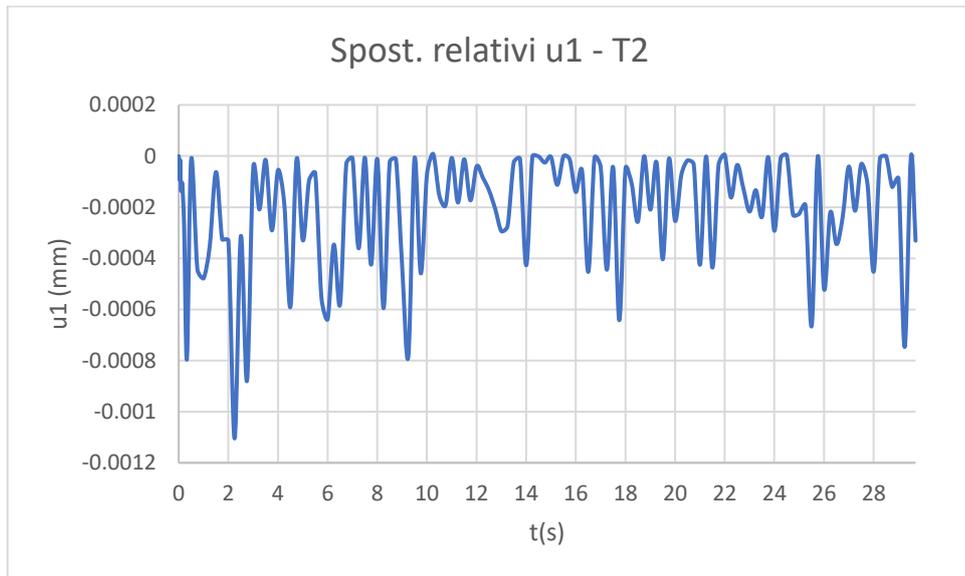
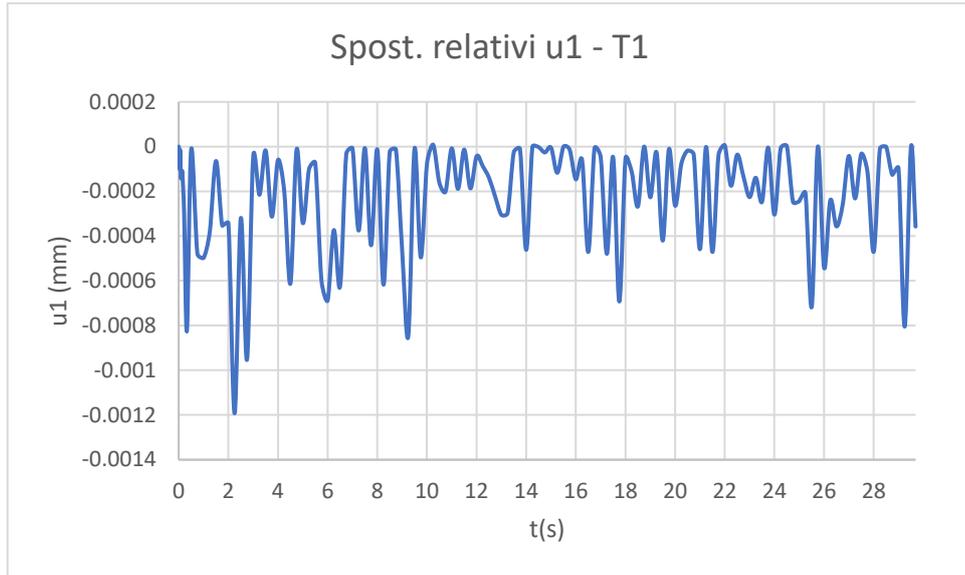


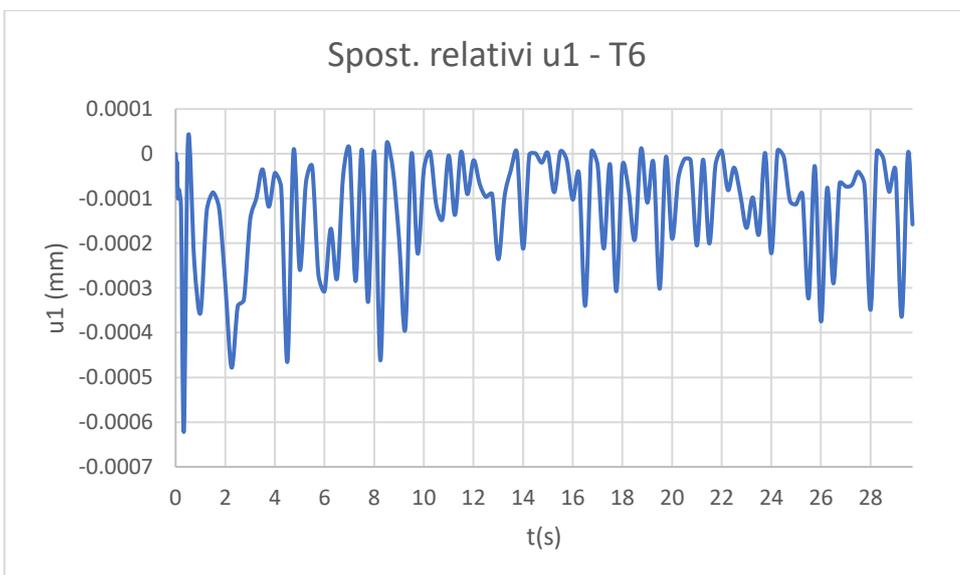
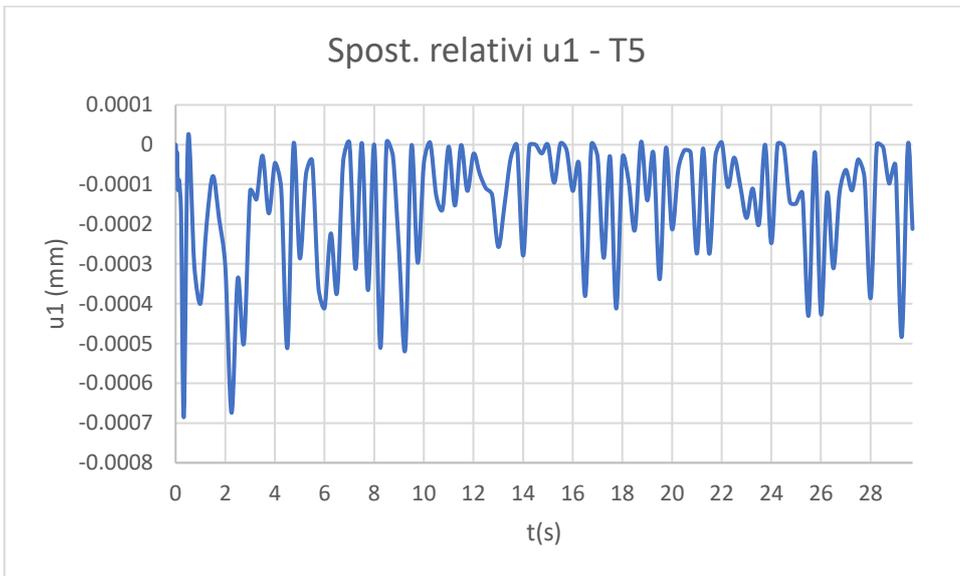
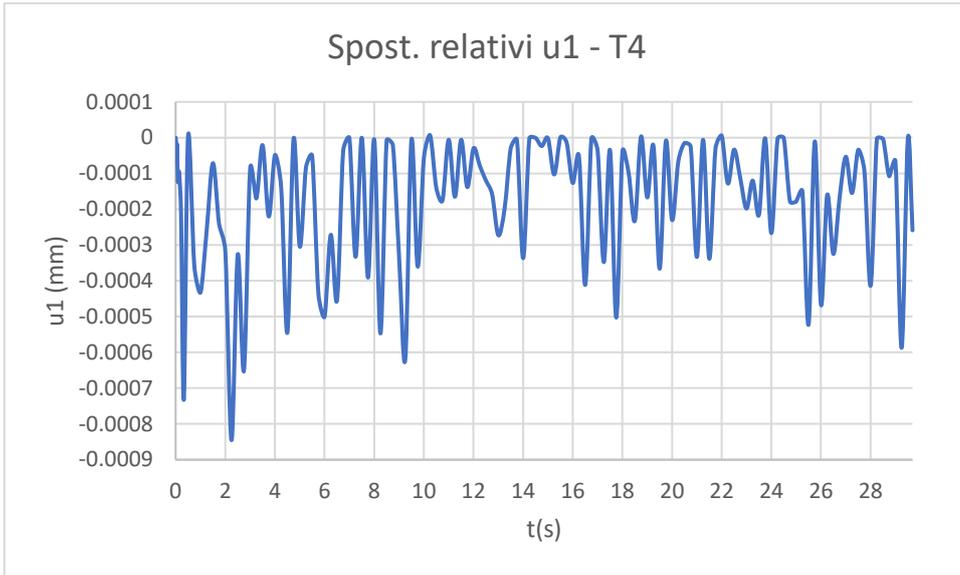


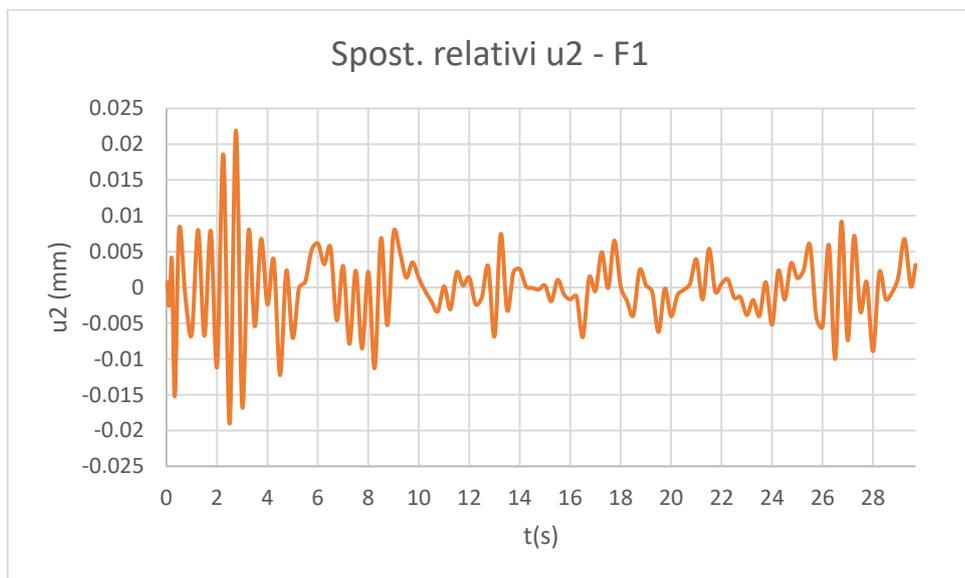
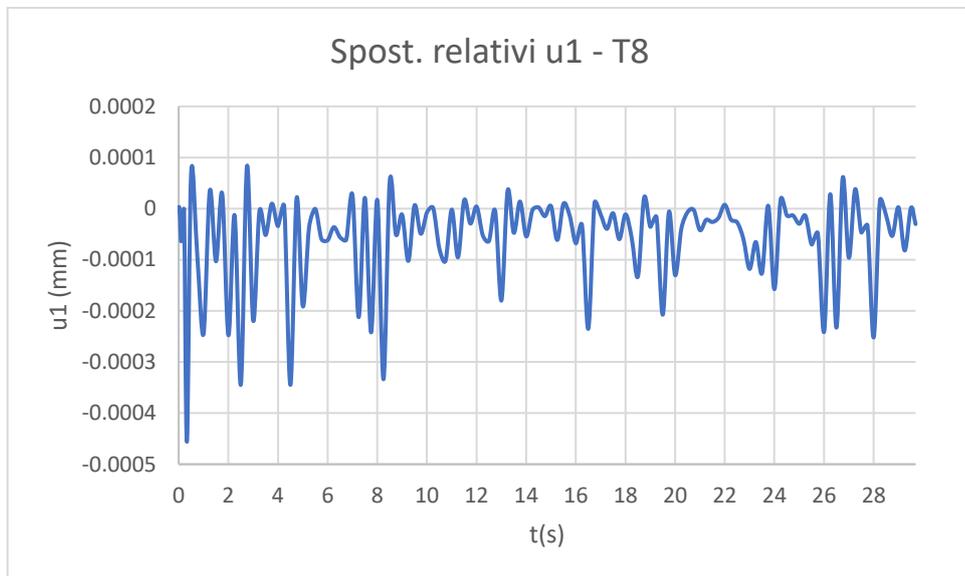
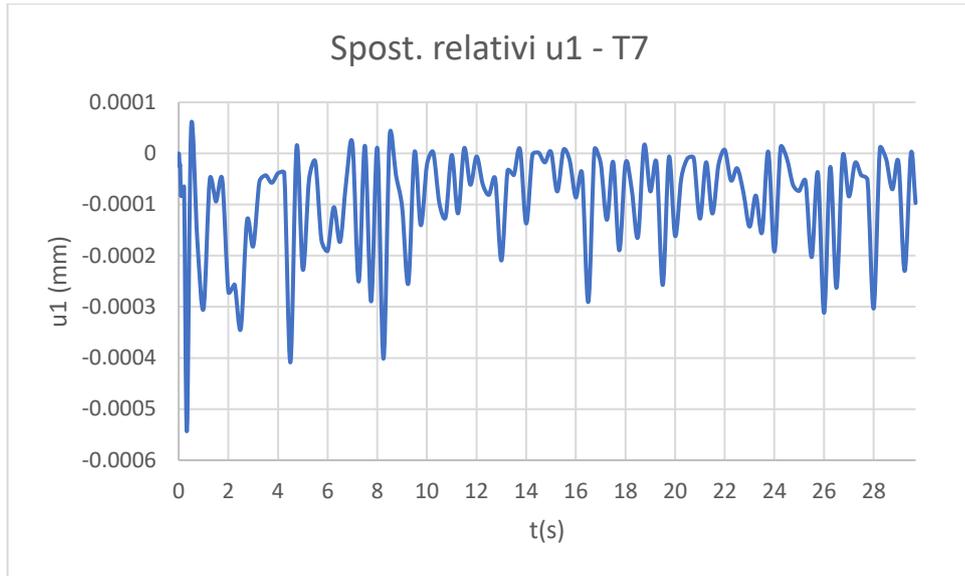
### A3.2.2 Sisma in direzione Y

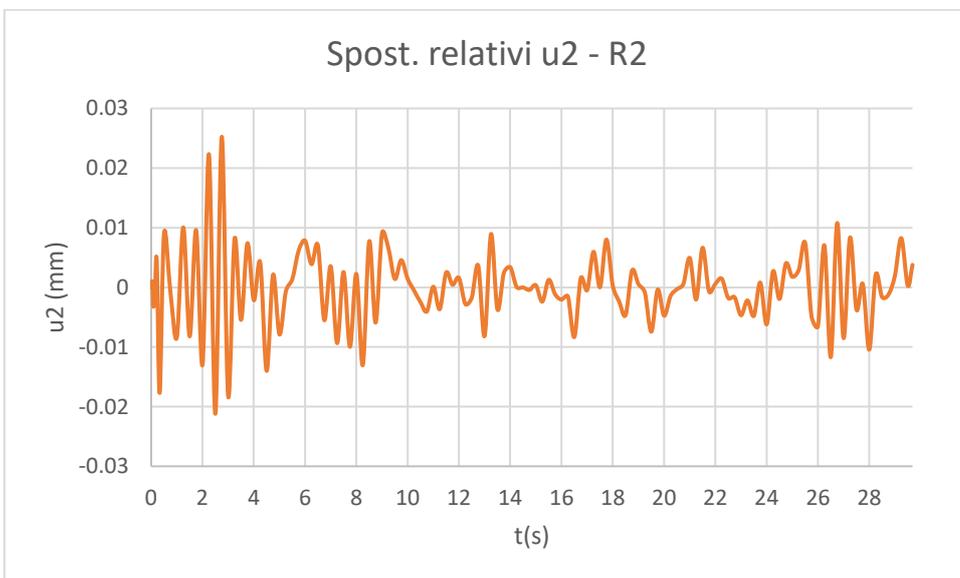
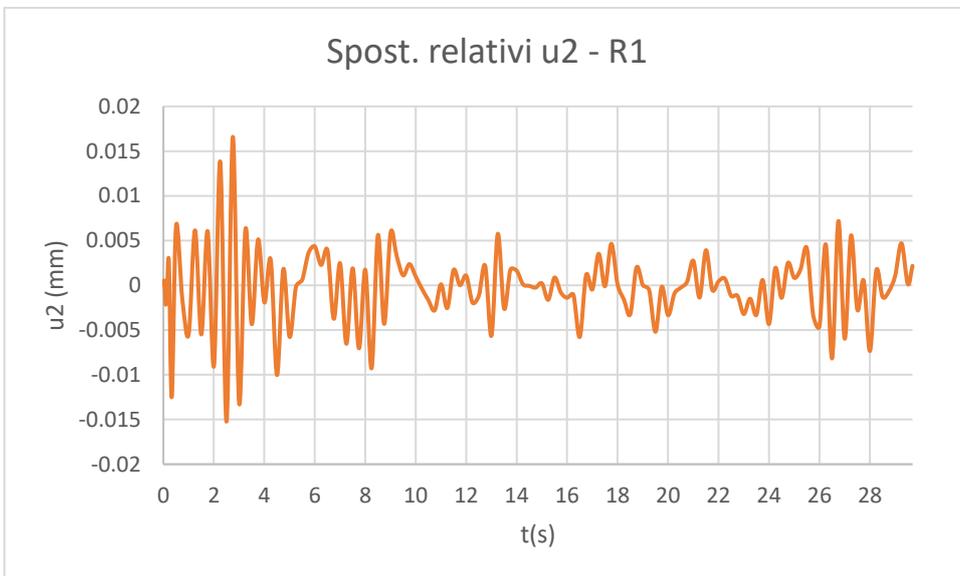
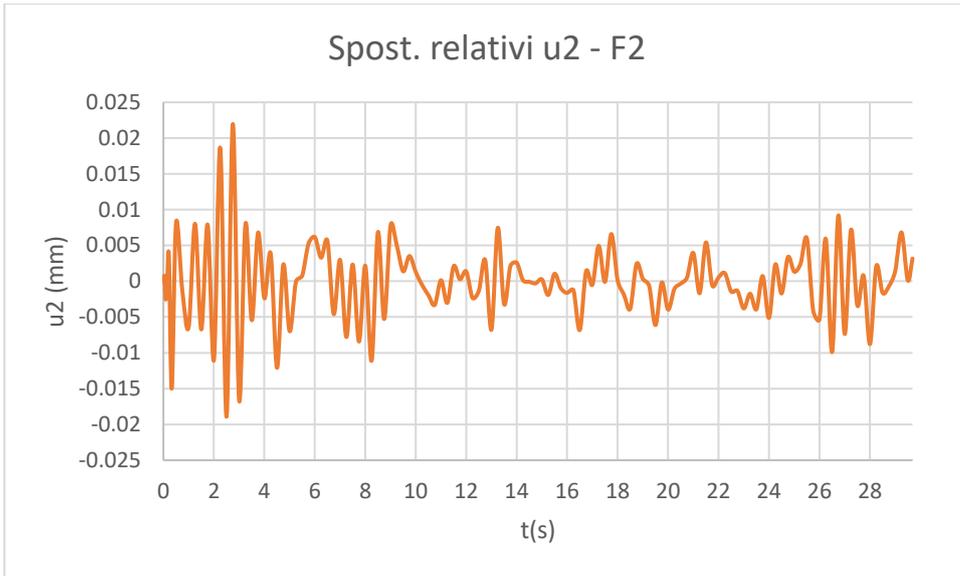
#### A3.2.2.1 Time history REC1, ID 243

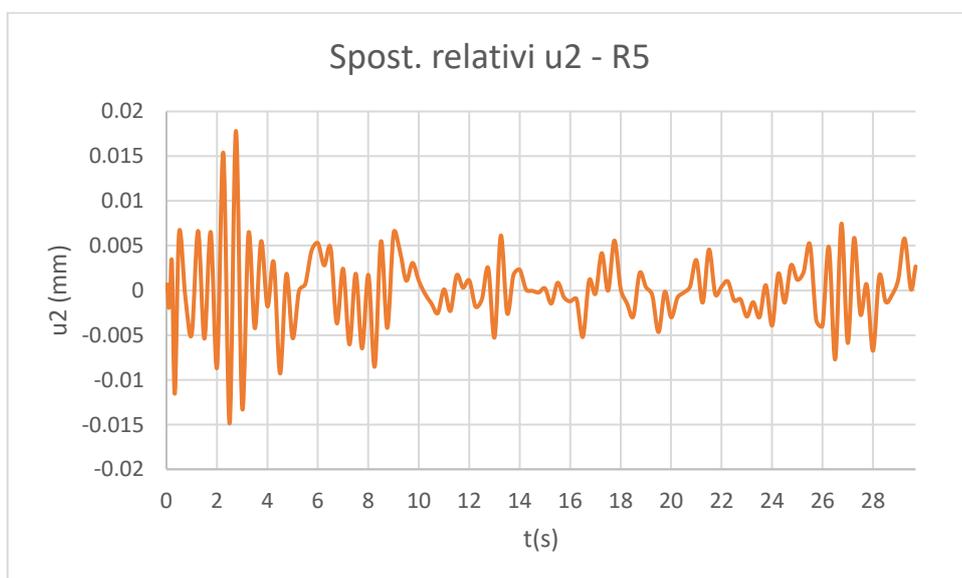
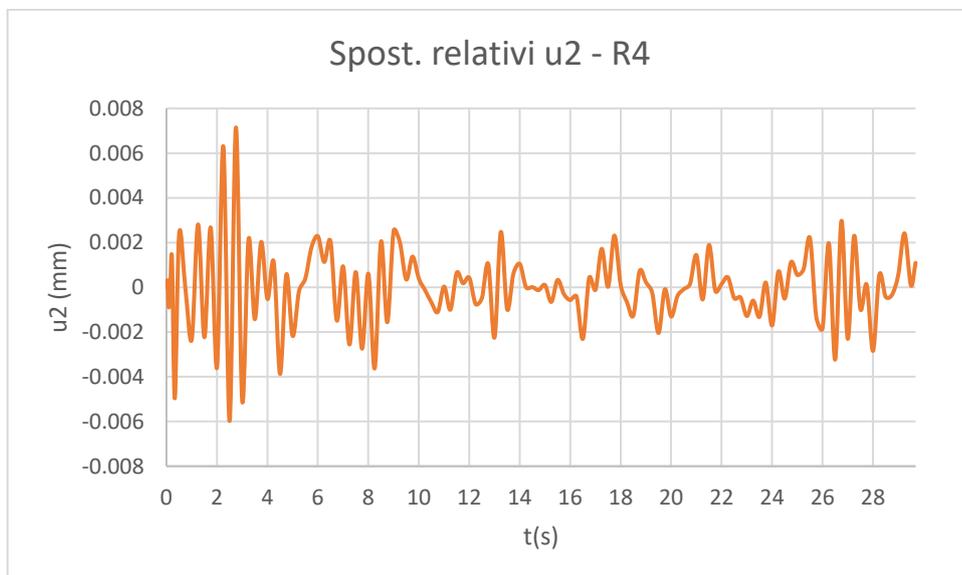
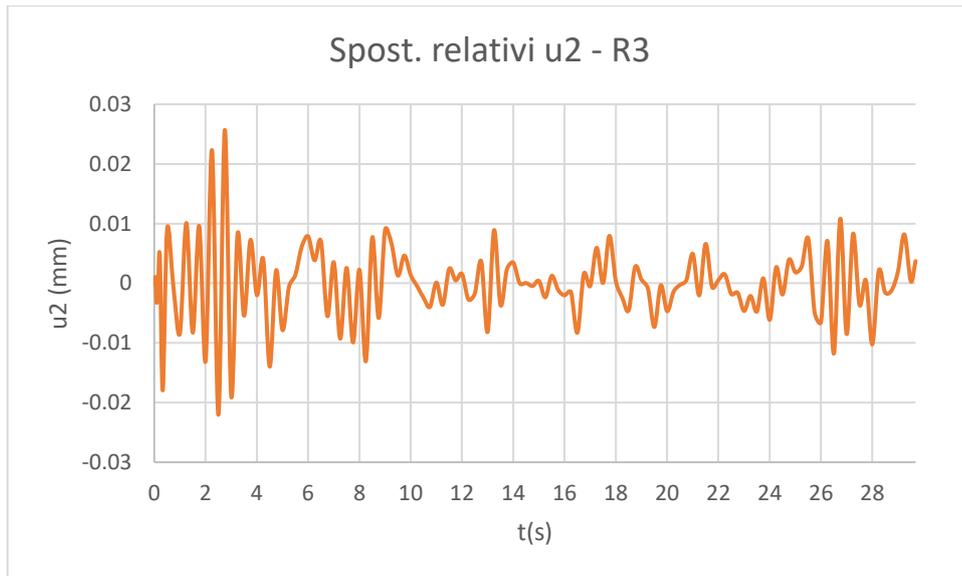


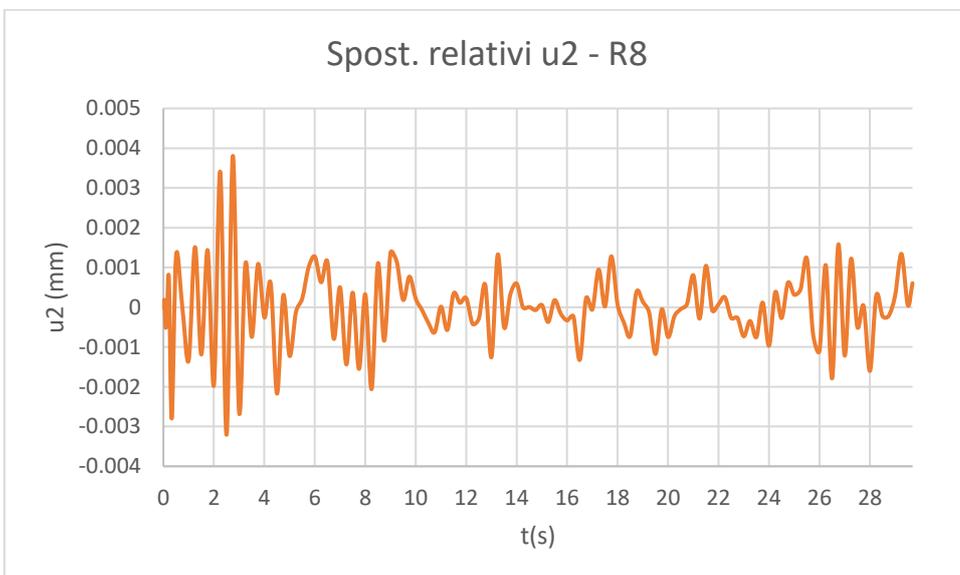
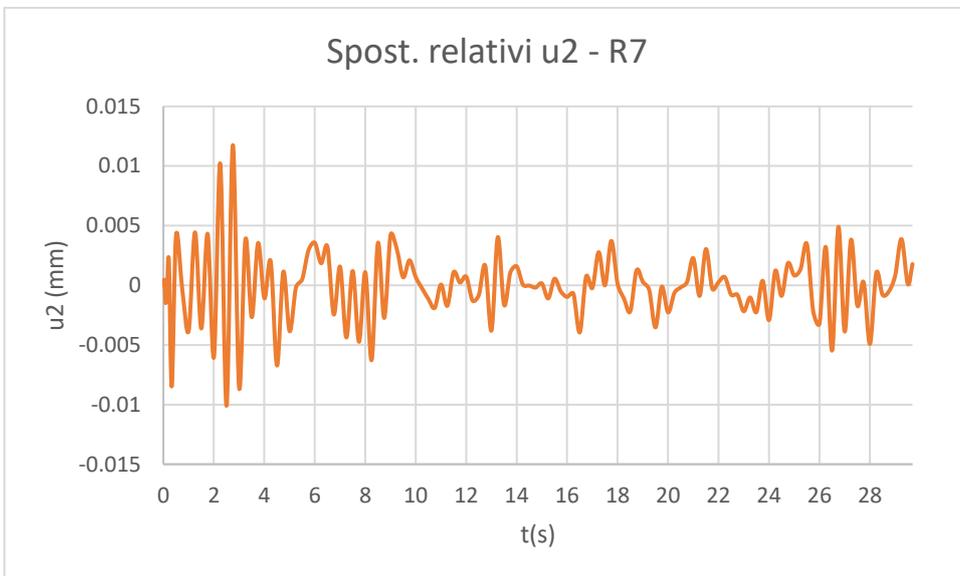
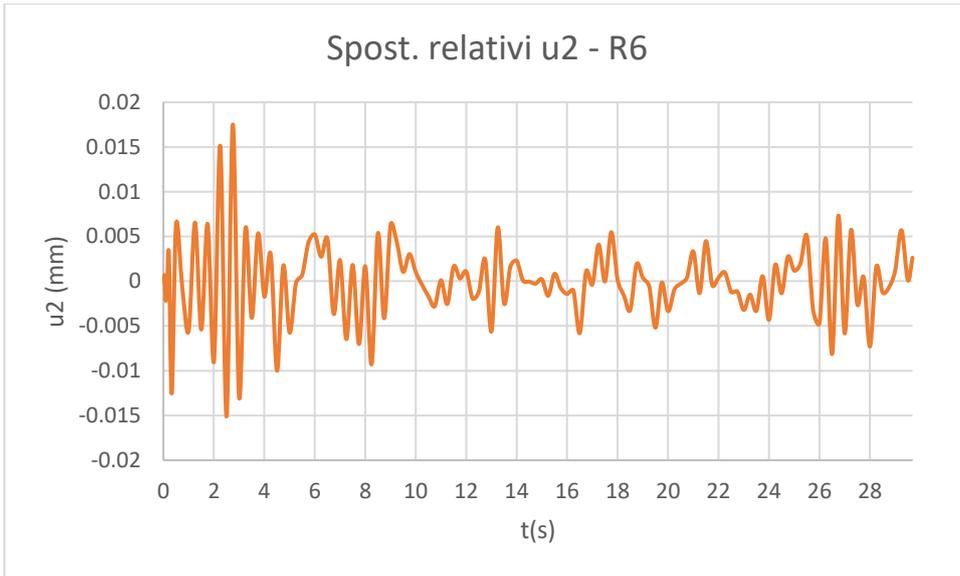


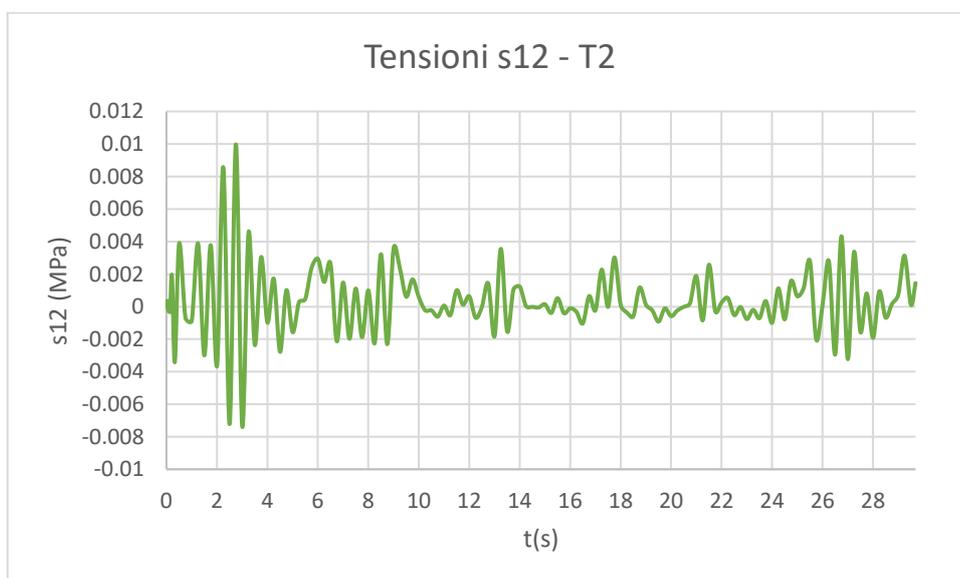
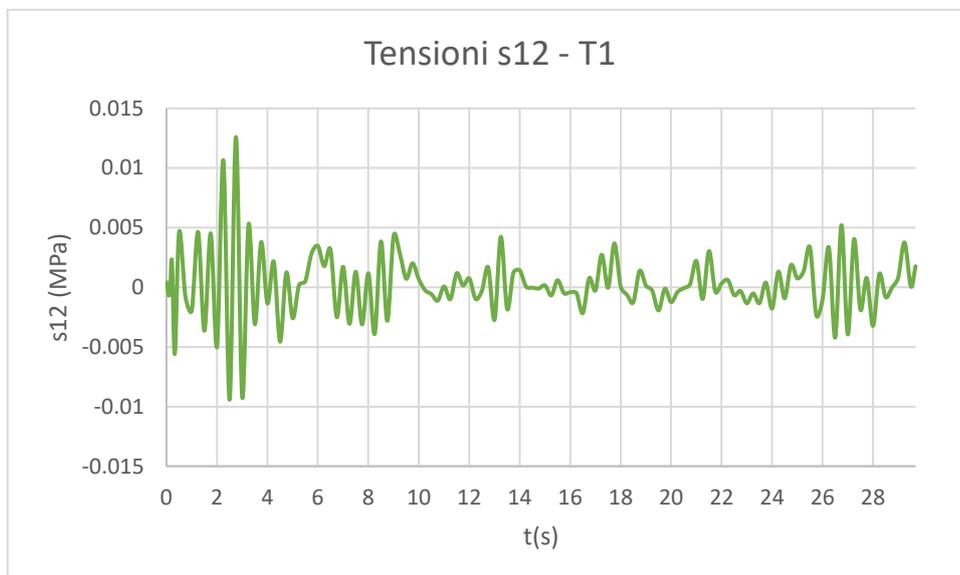
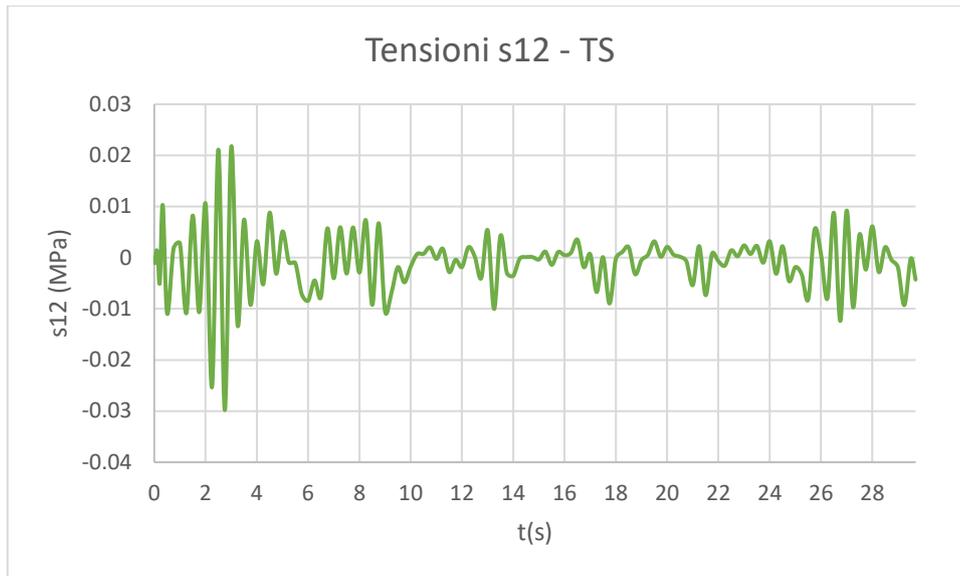


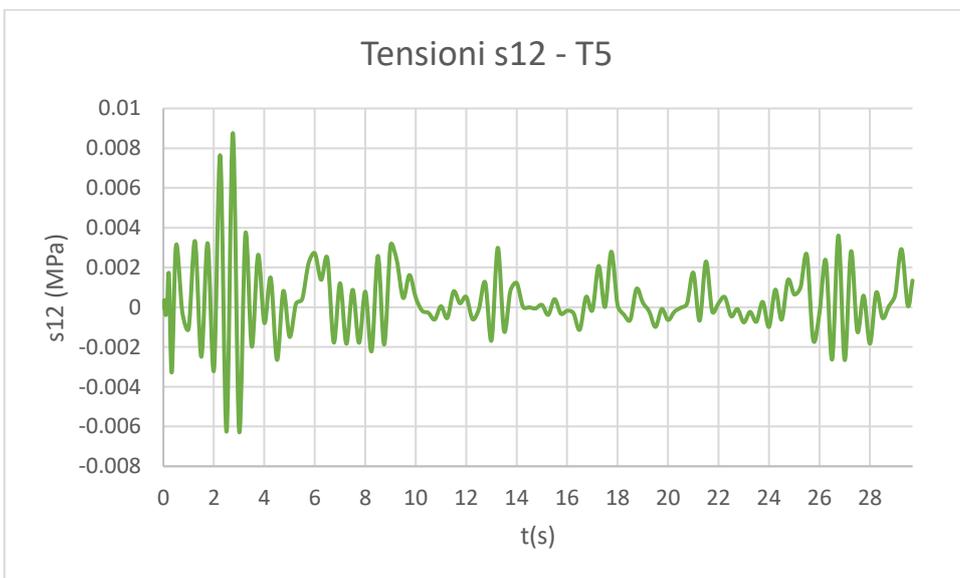
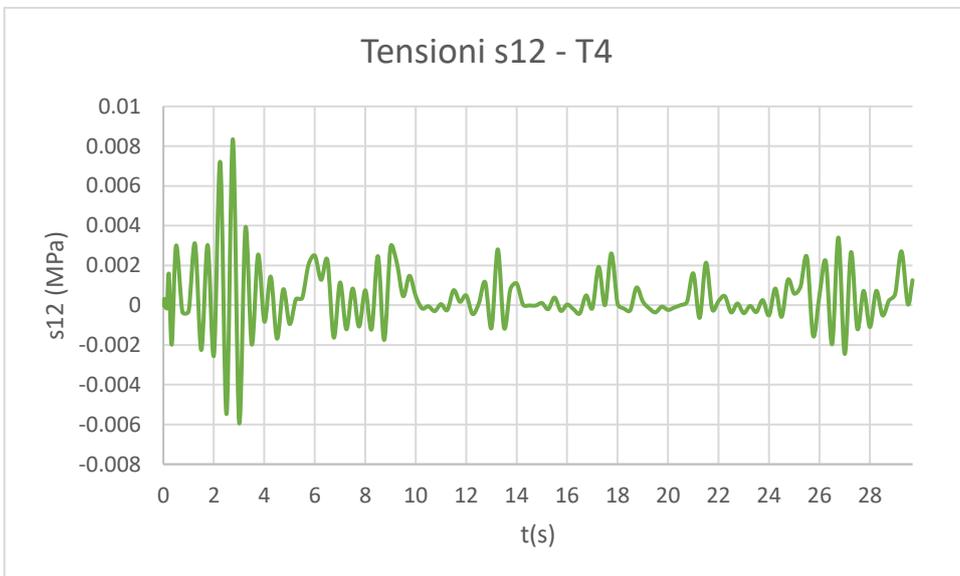
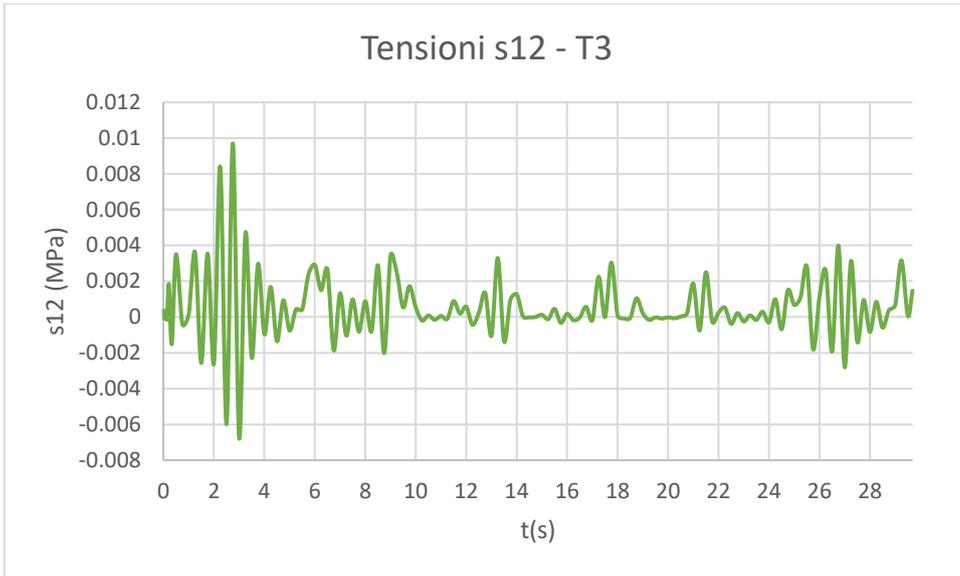


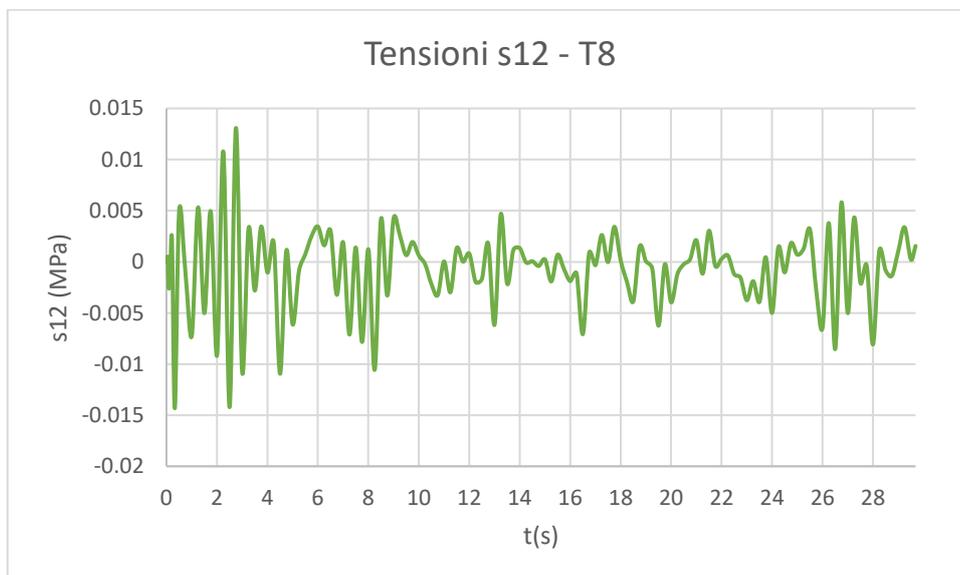
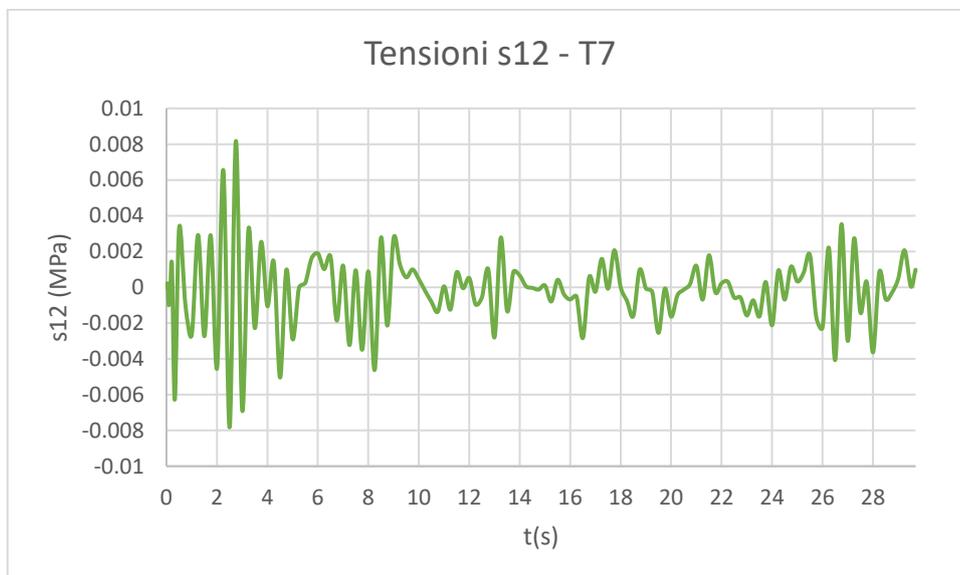
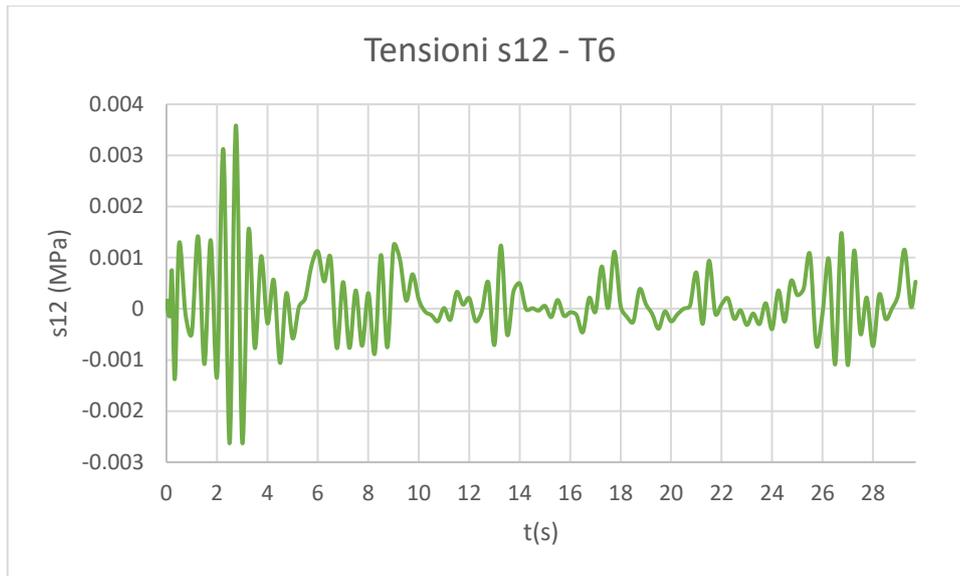




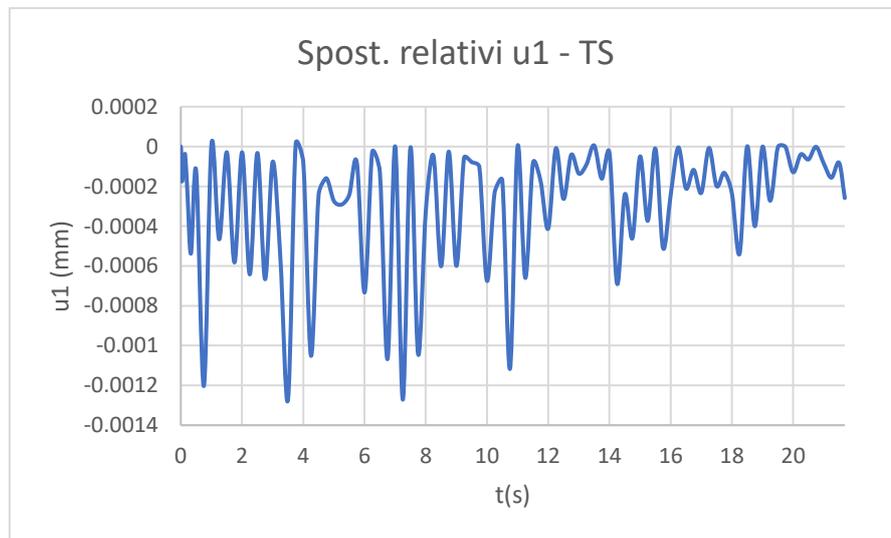
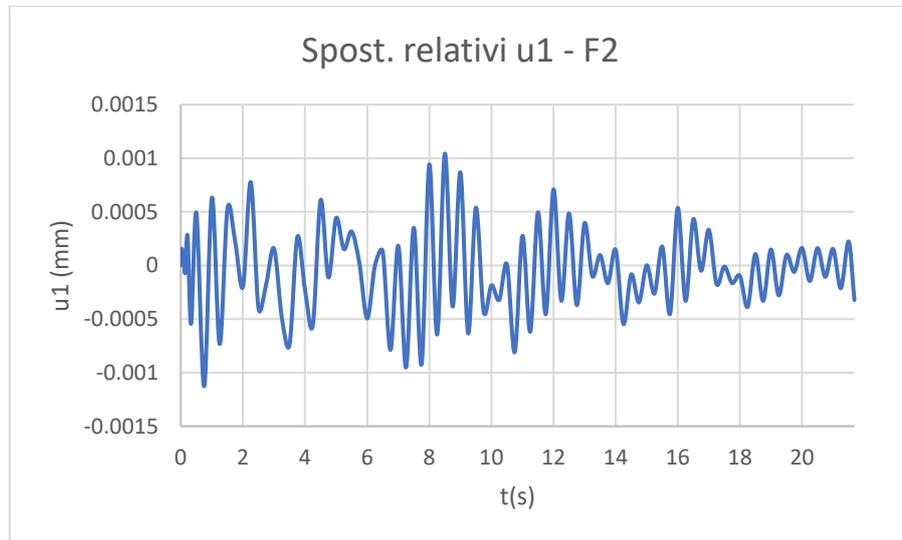
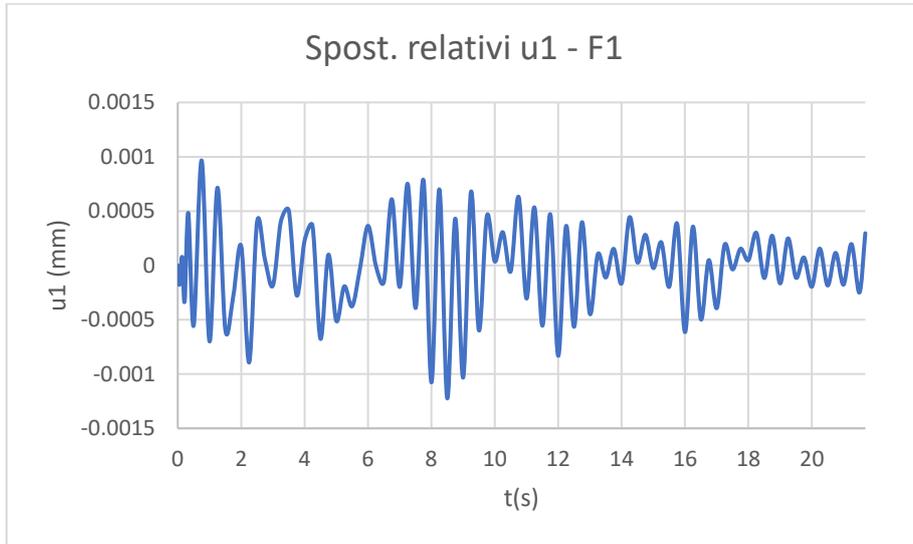


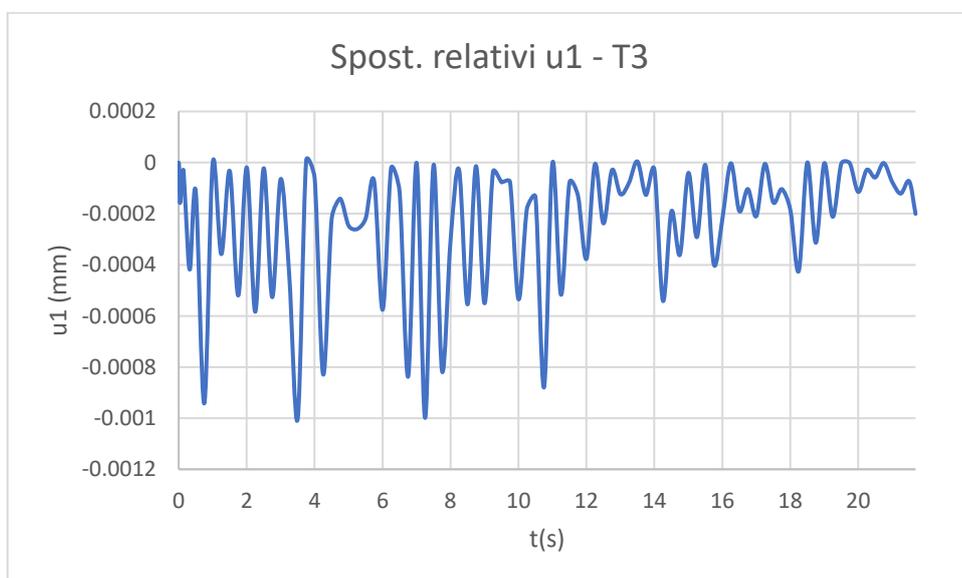
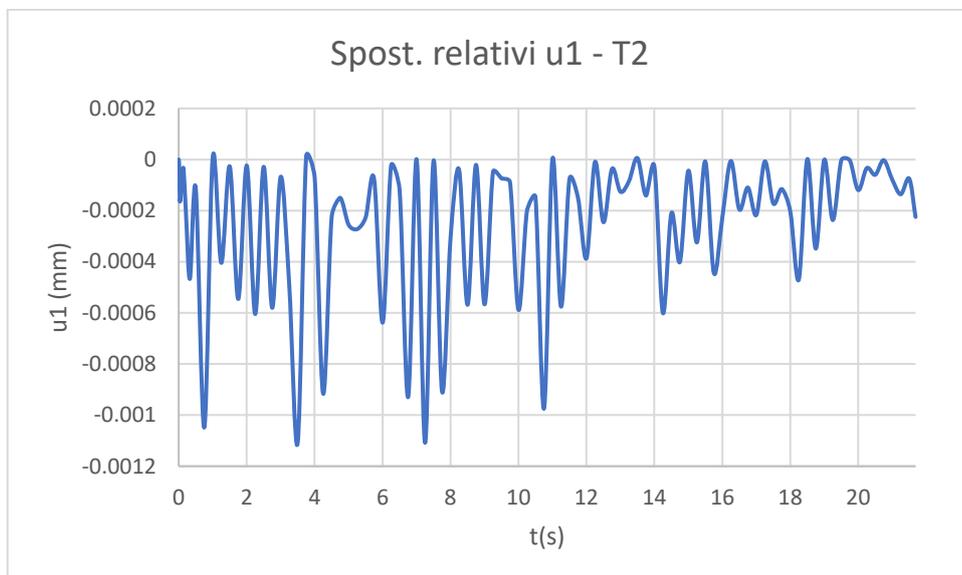
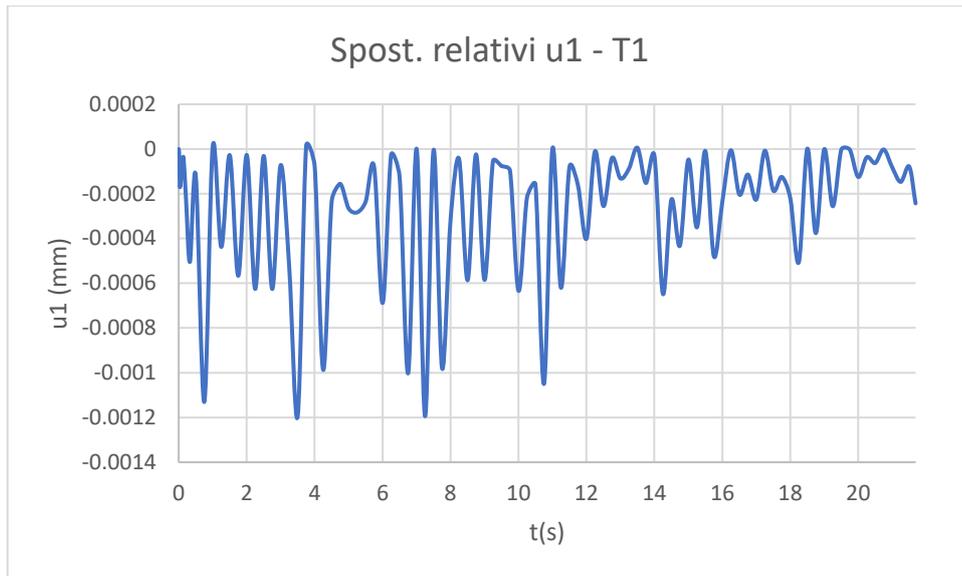


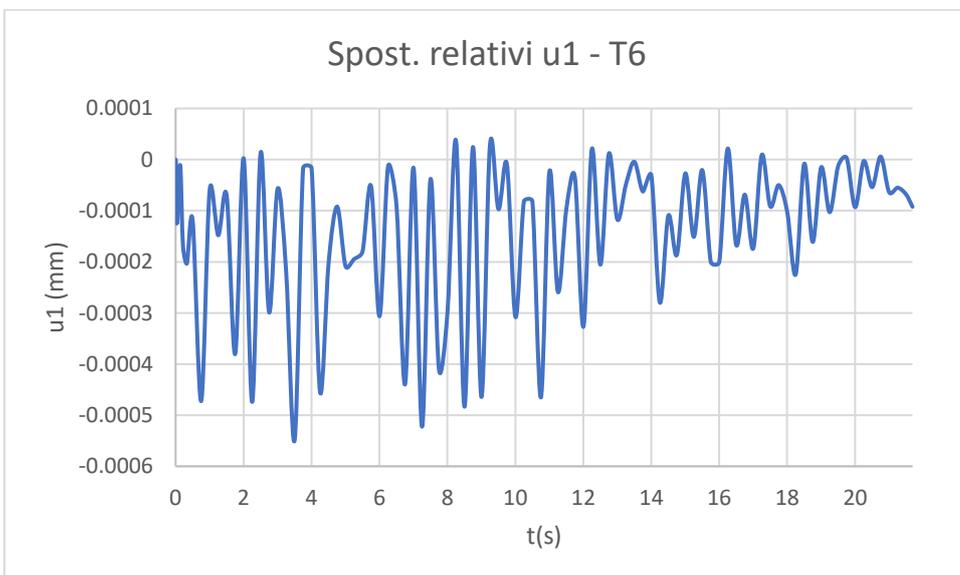
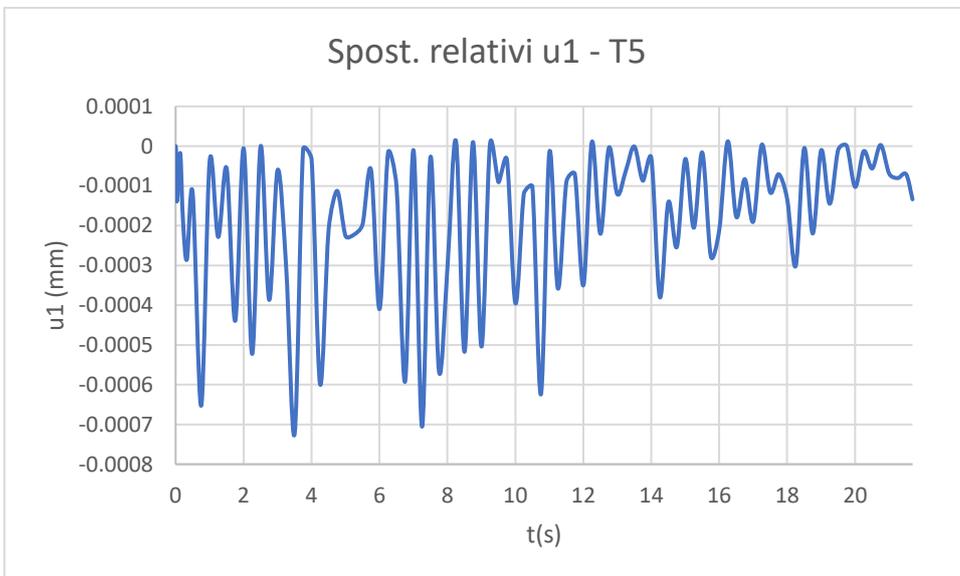
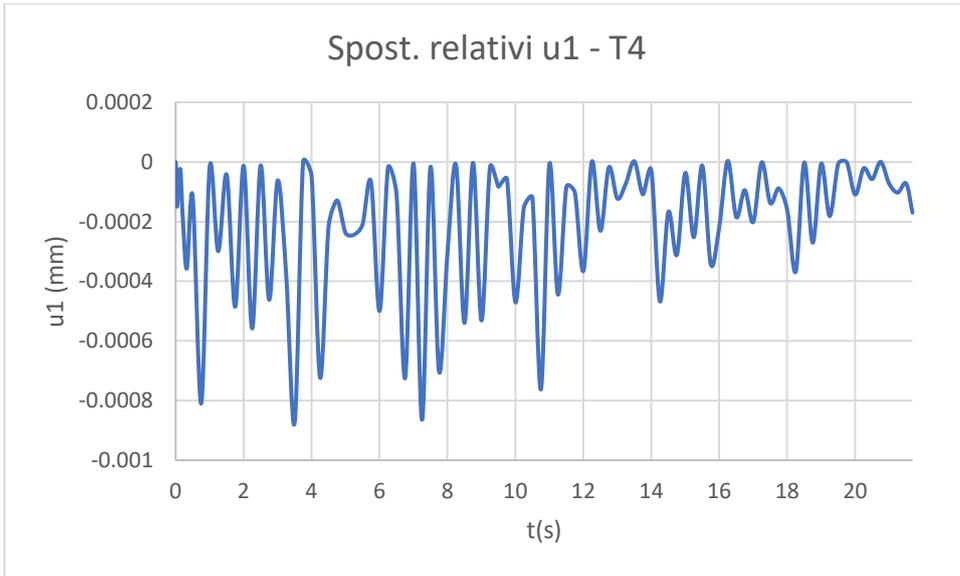


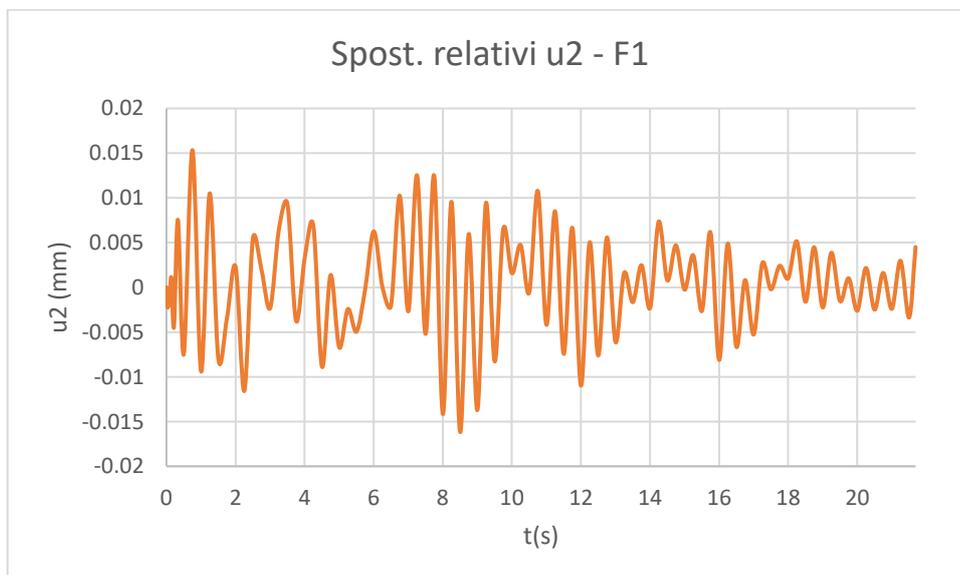
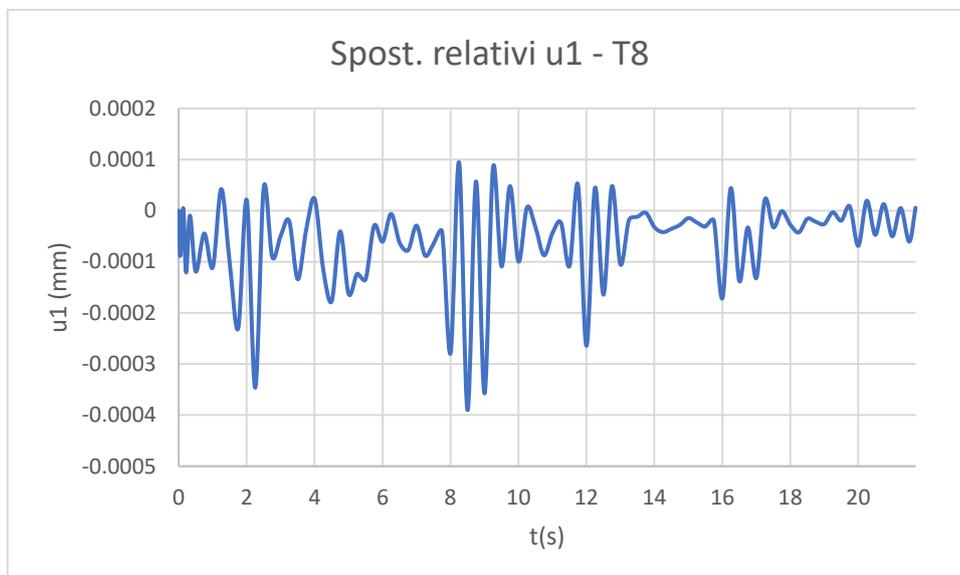
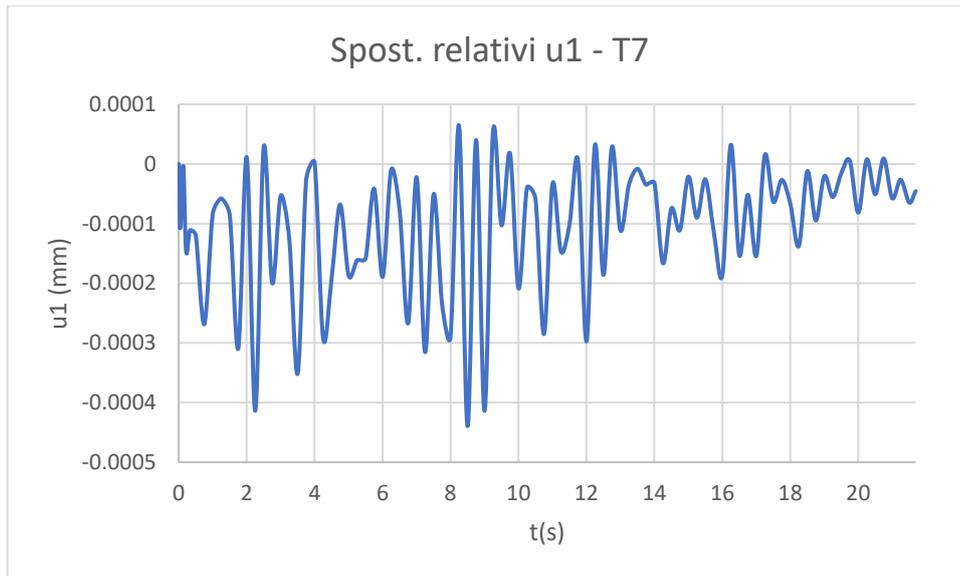


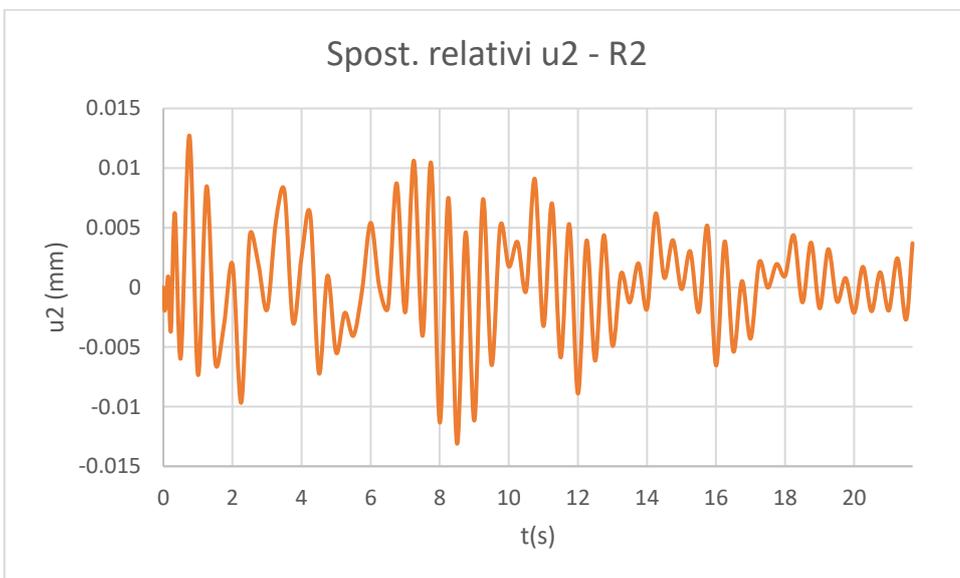
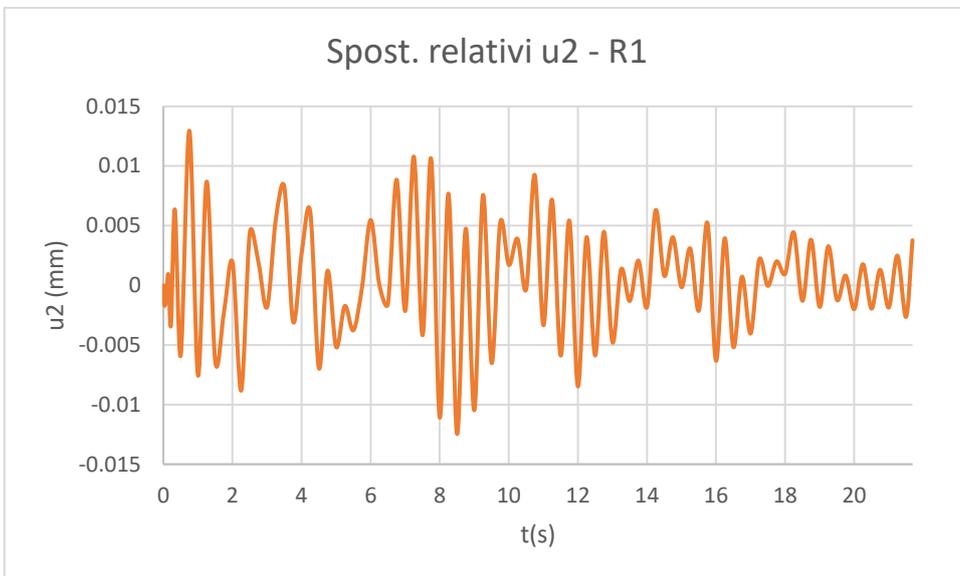
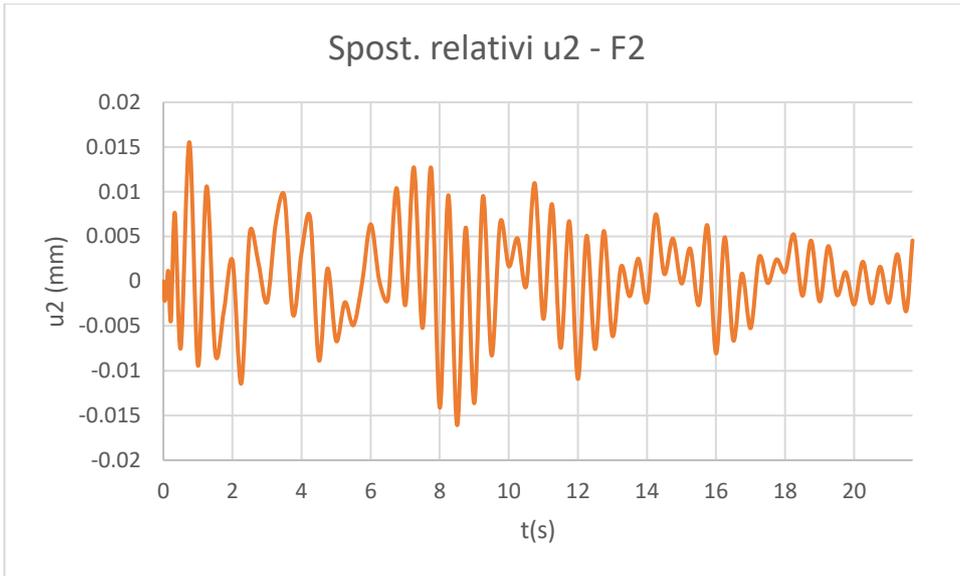
A3.2.2.2 Time history REC2, ID 357

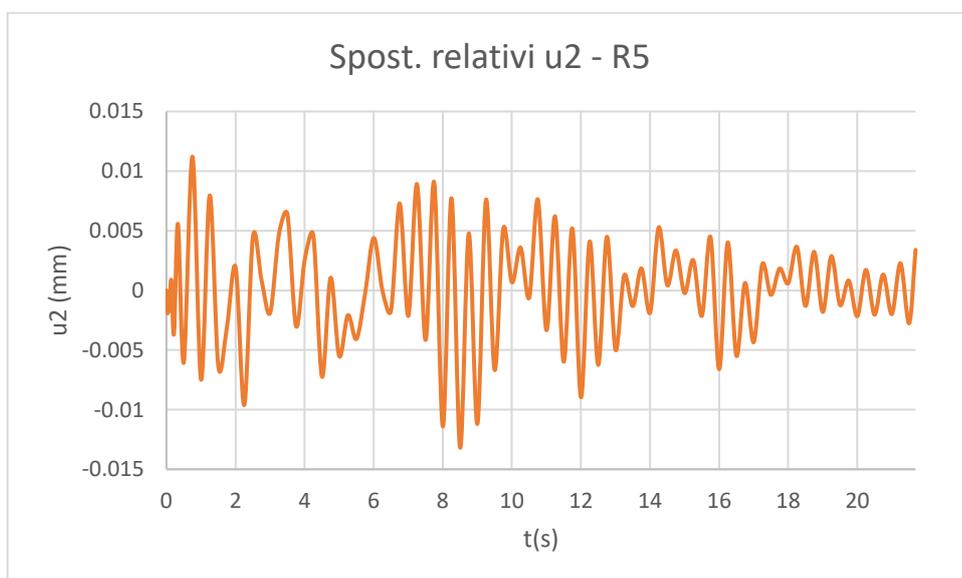
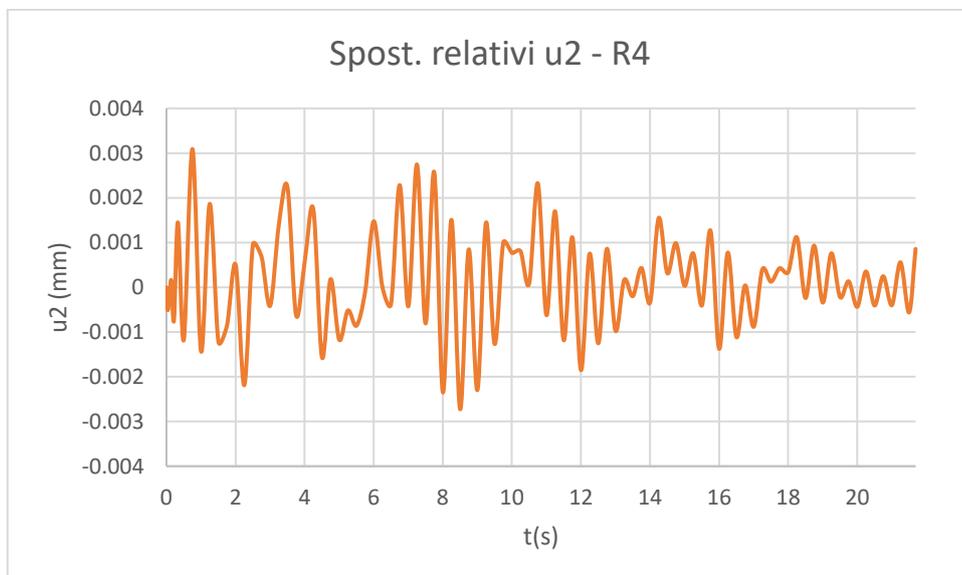
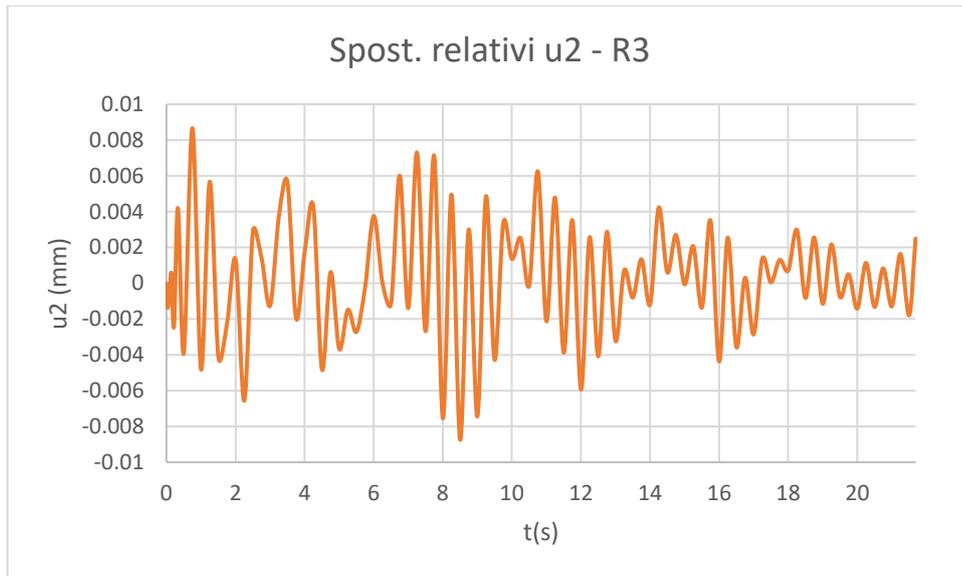


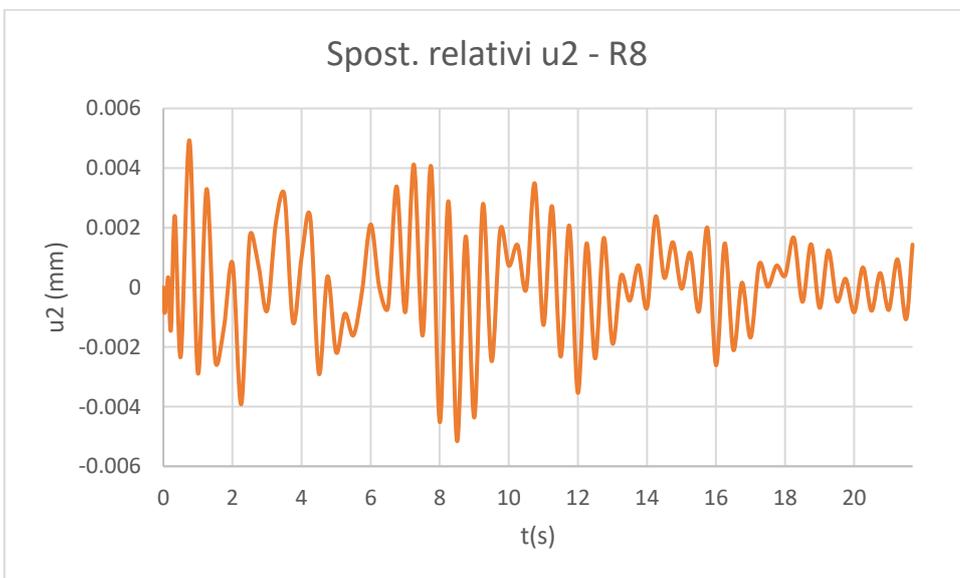
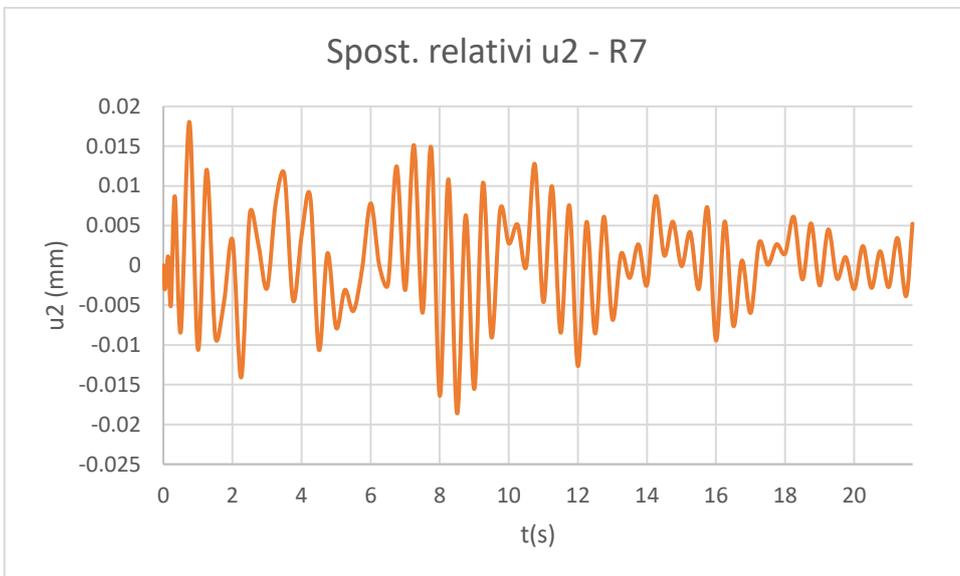
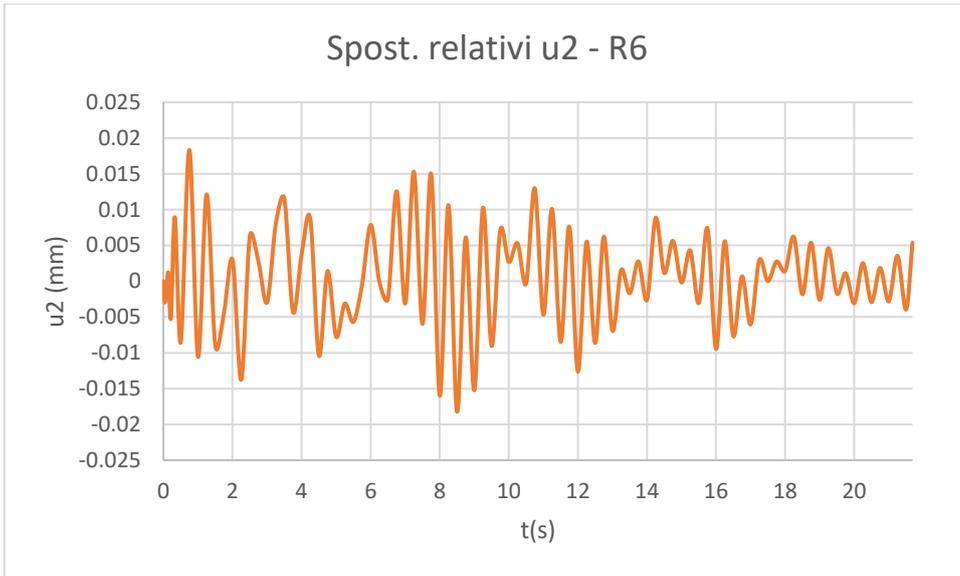


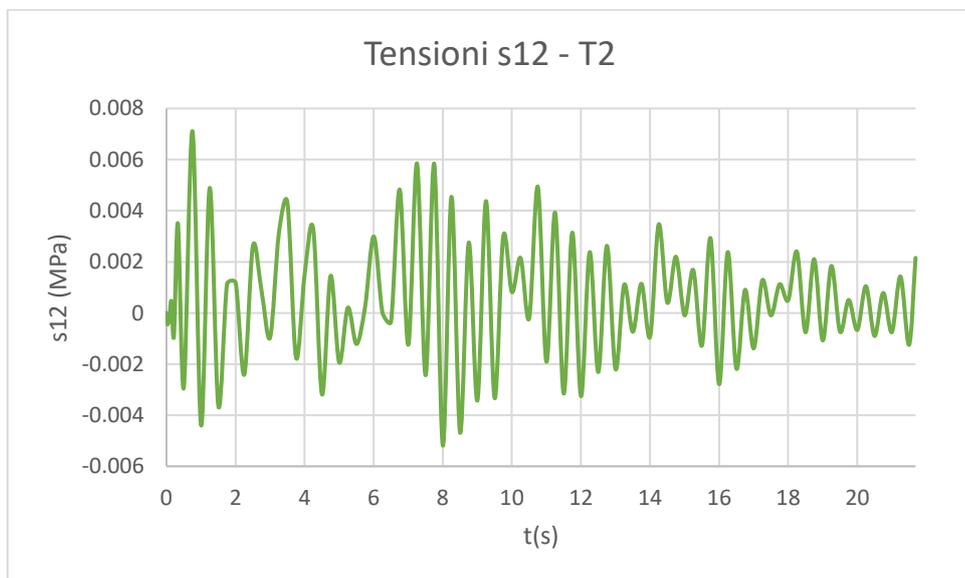
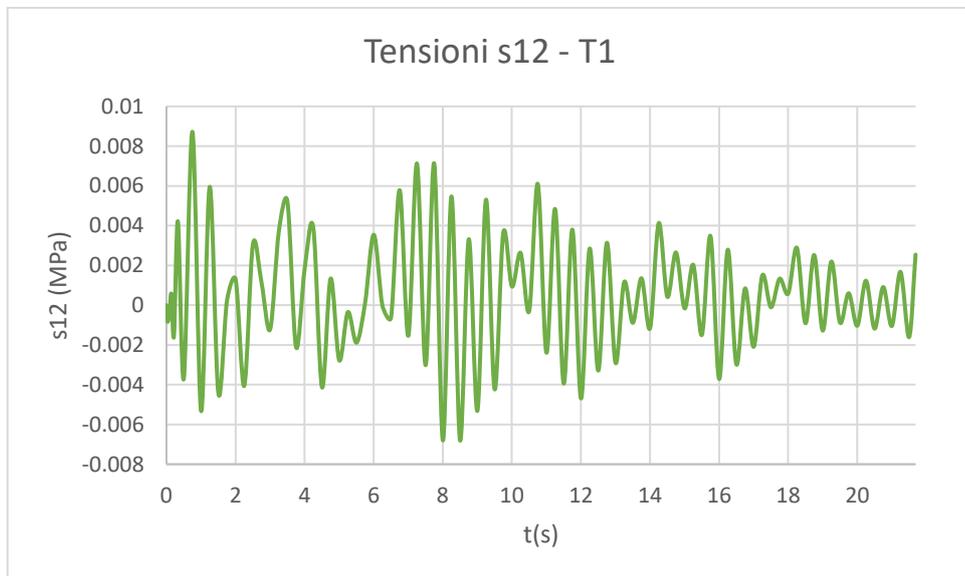
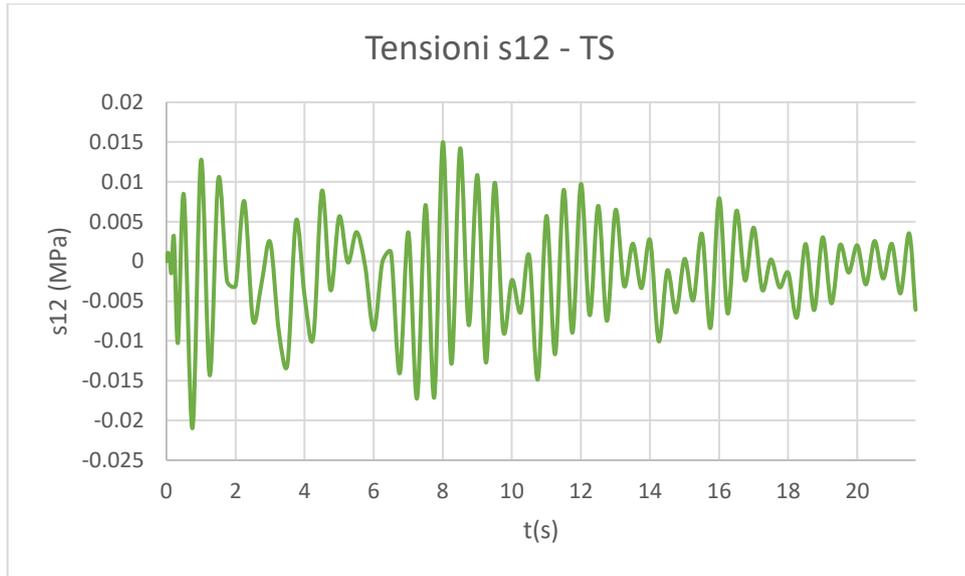


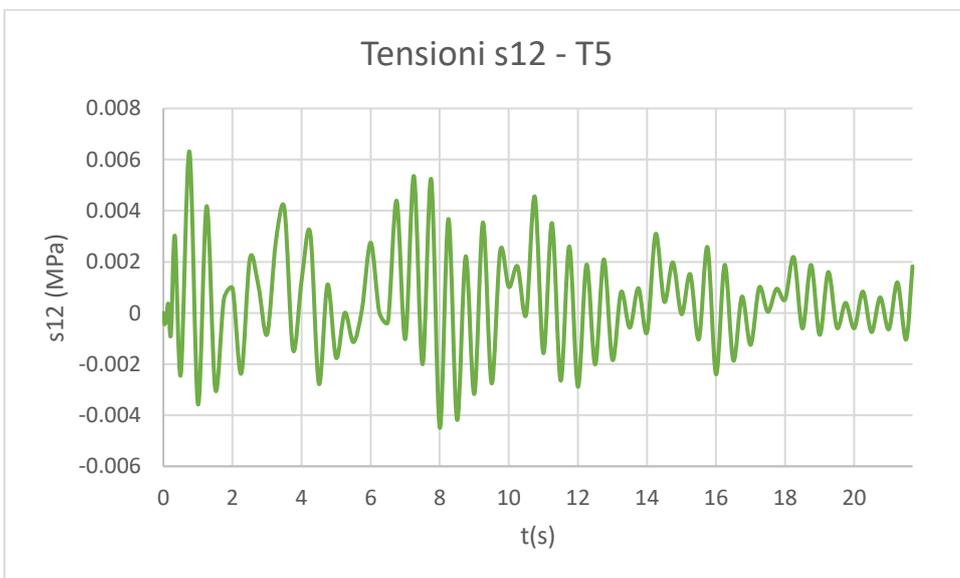
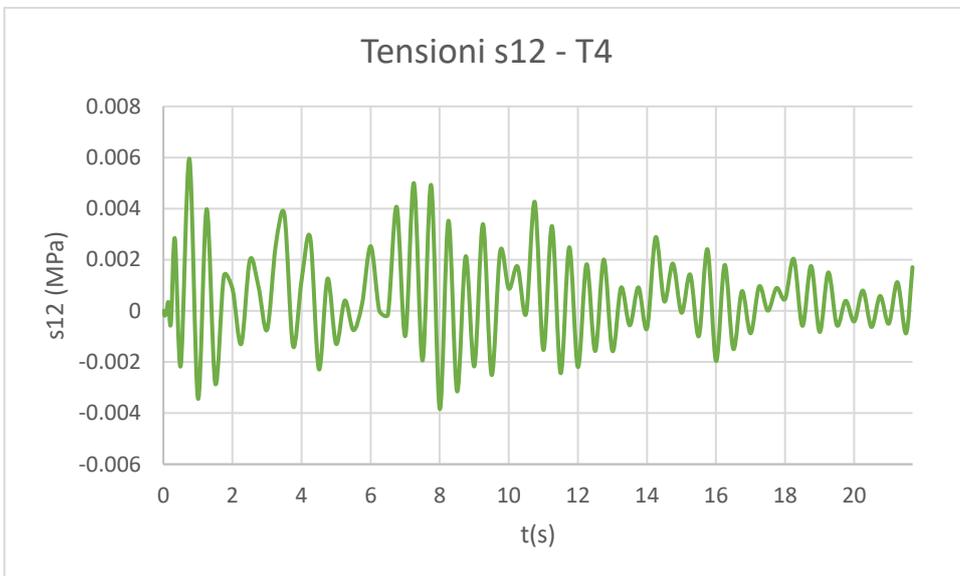
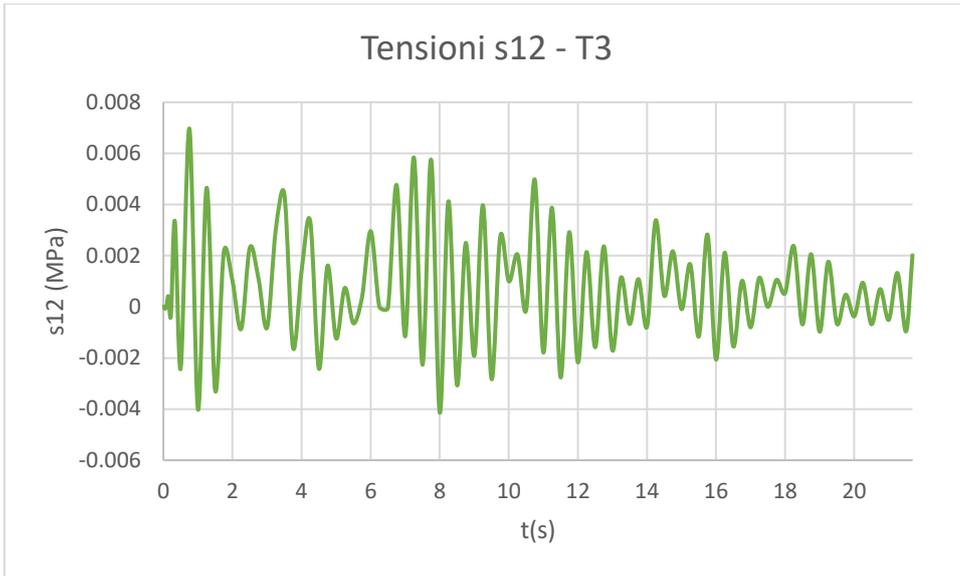


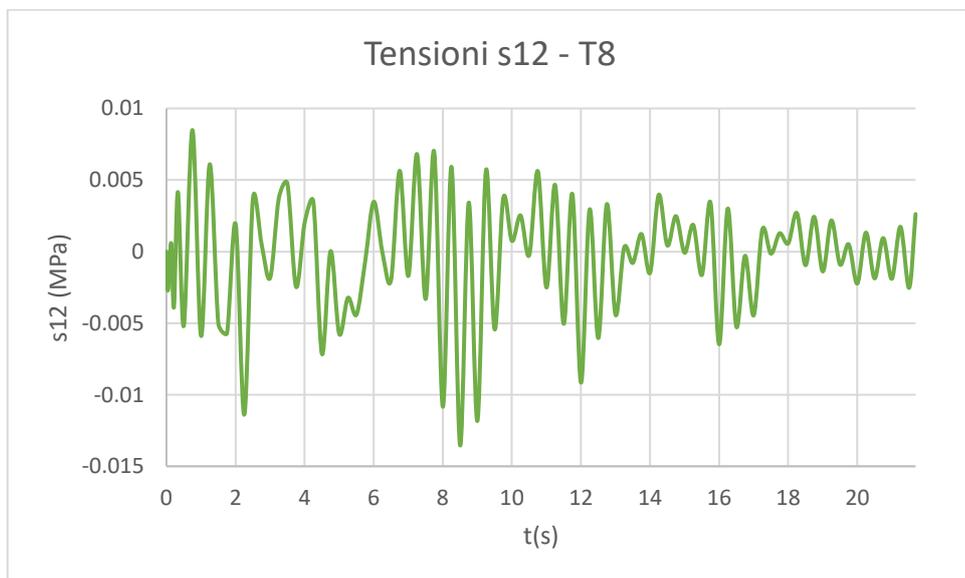
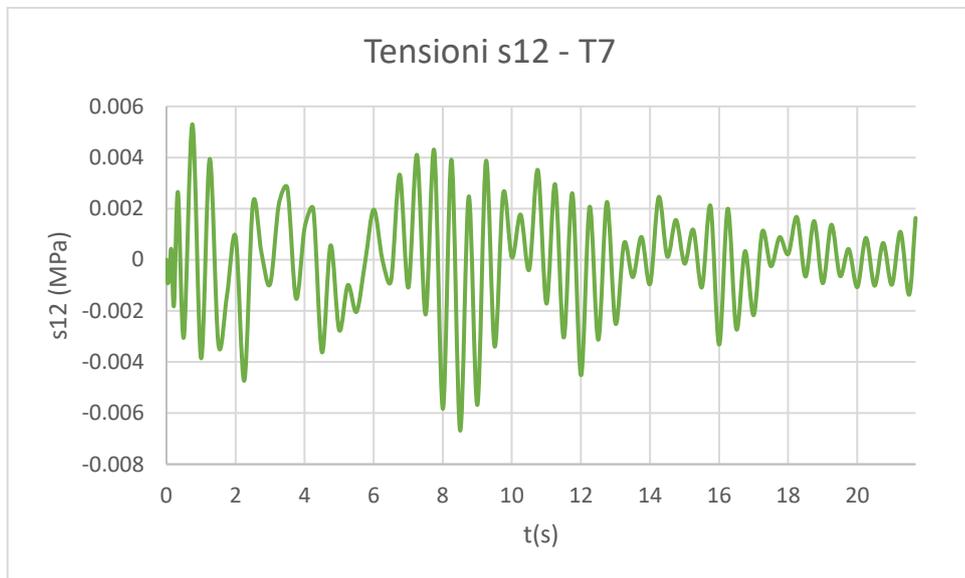
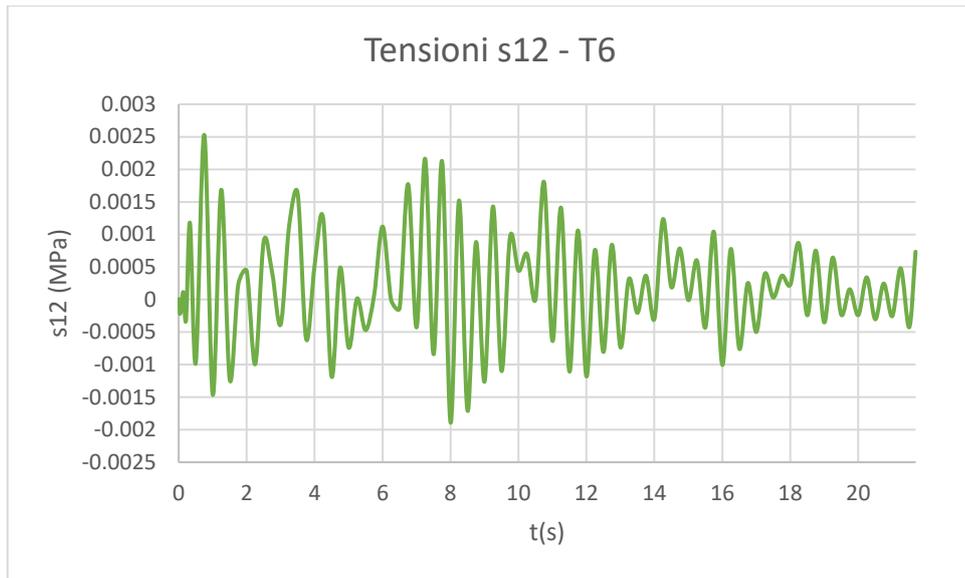




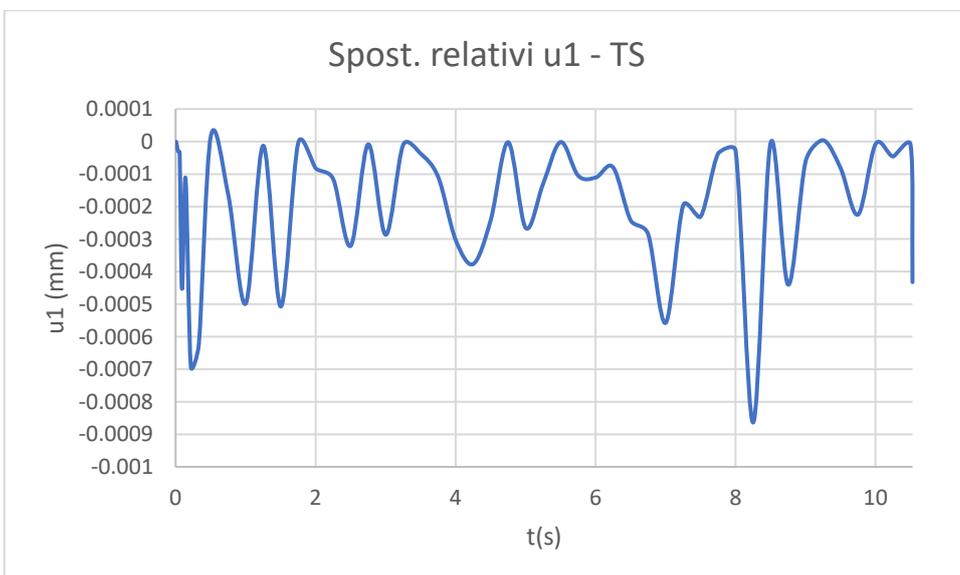
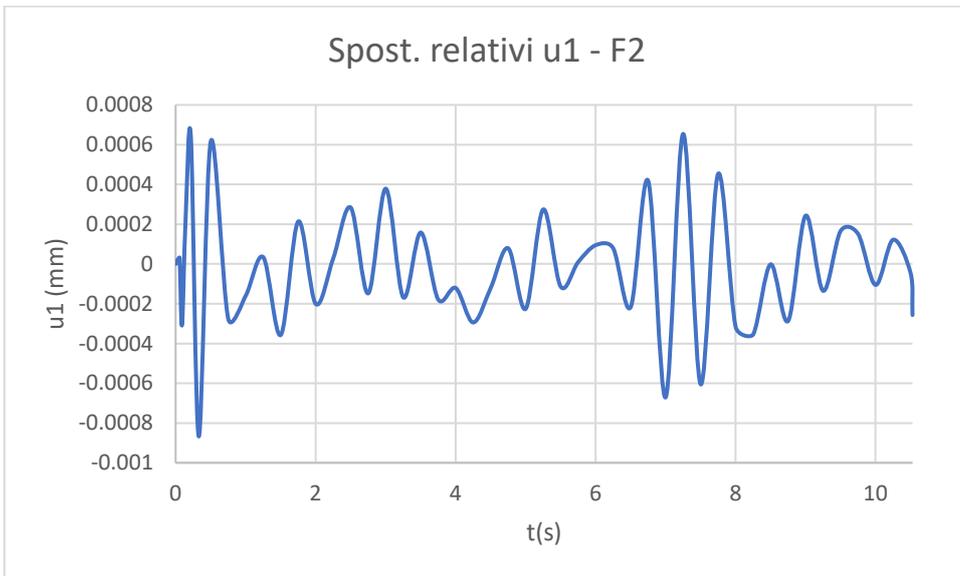
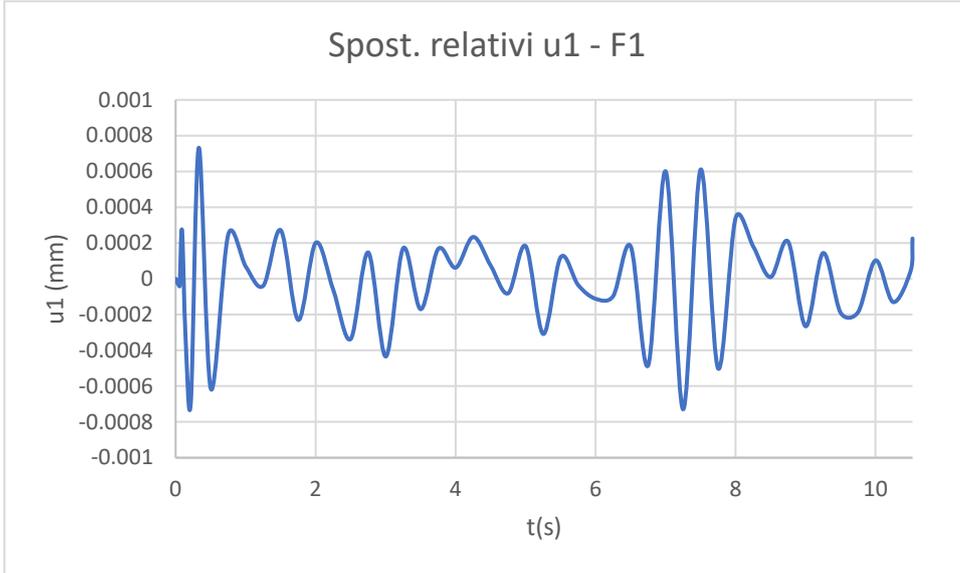


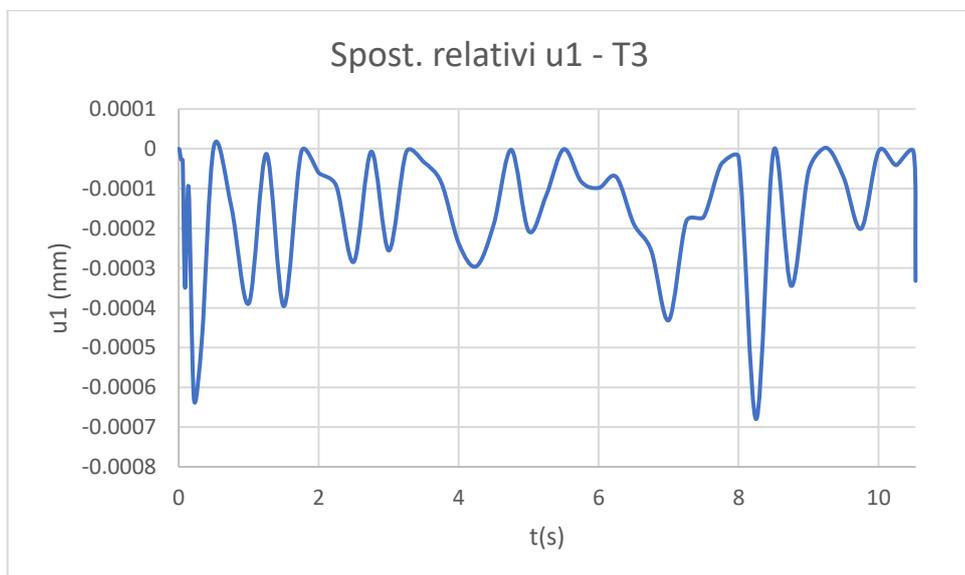
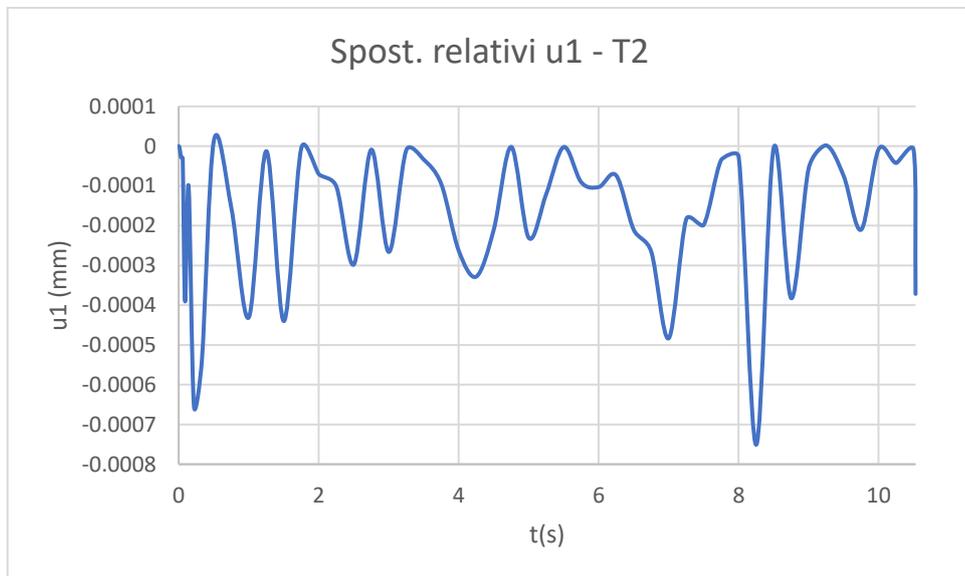
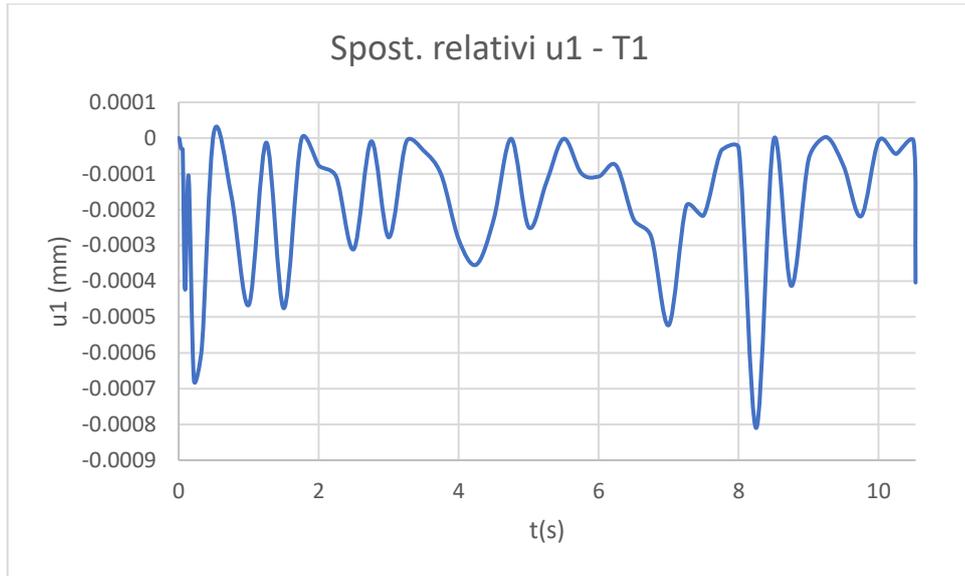


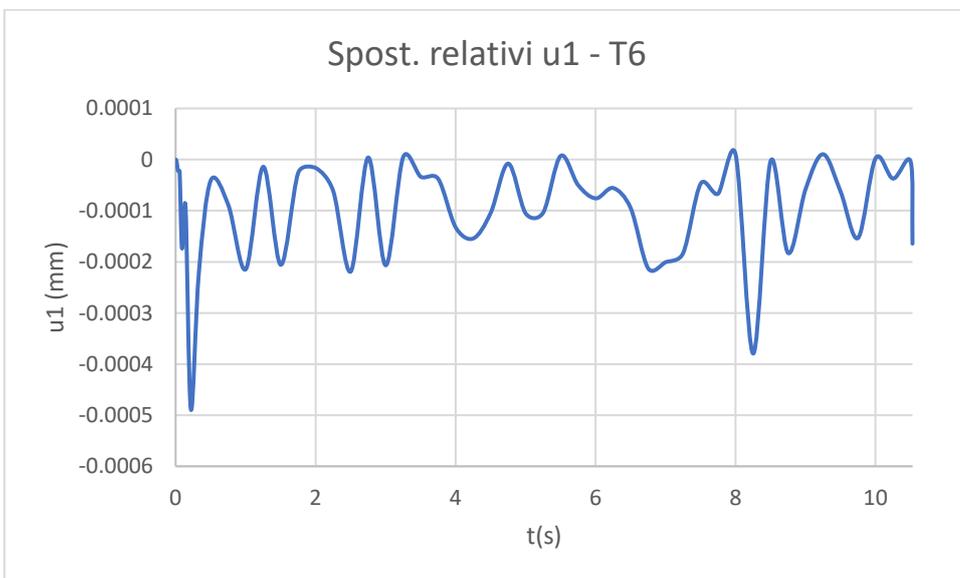
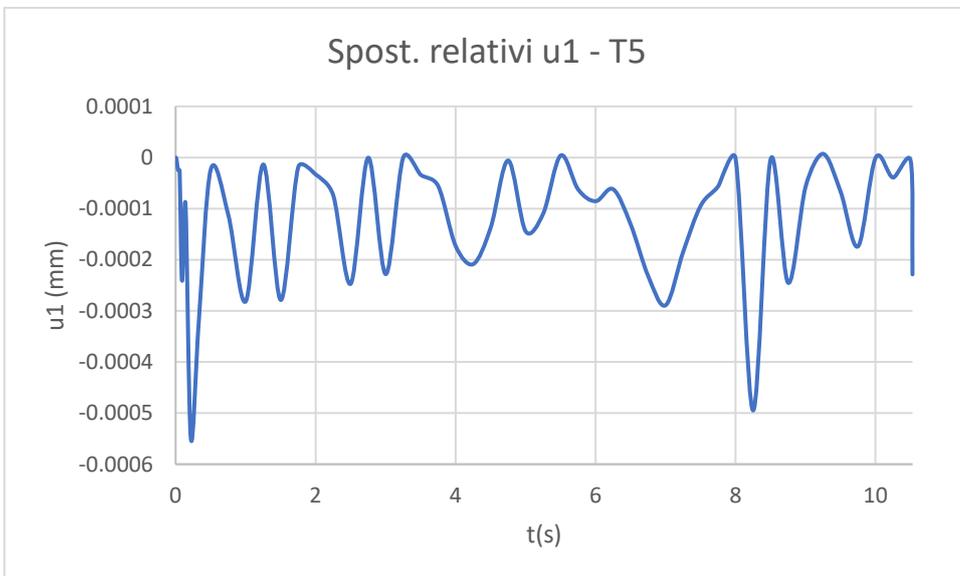
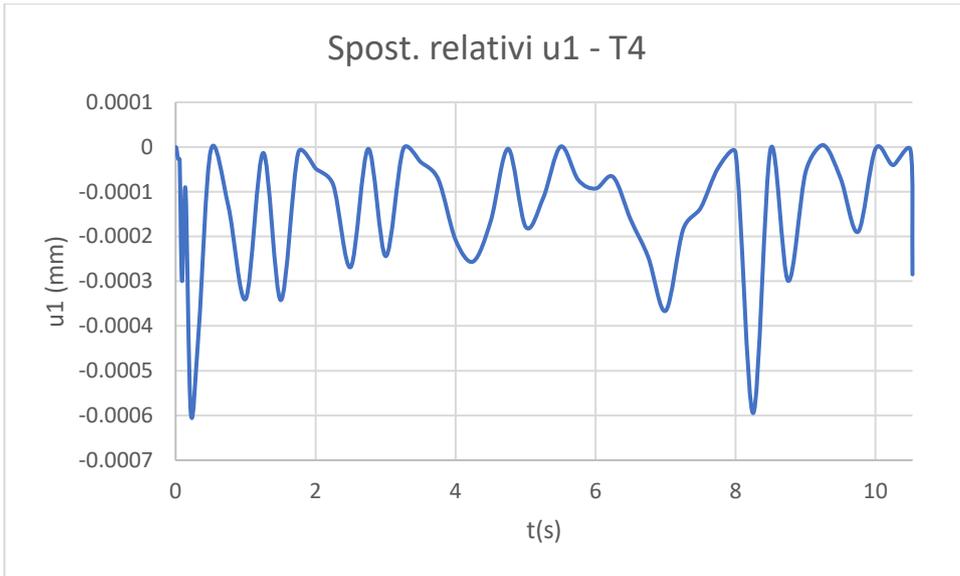


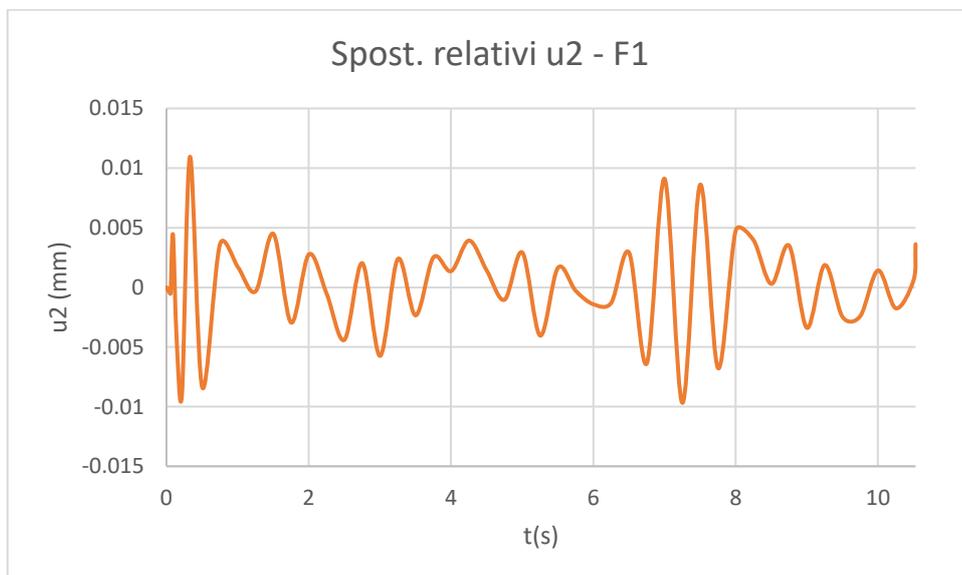
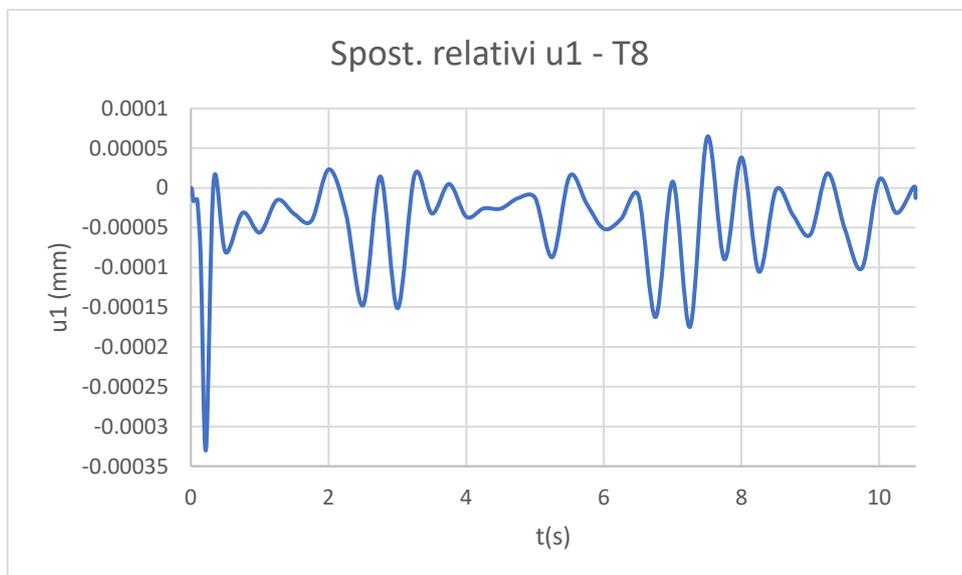
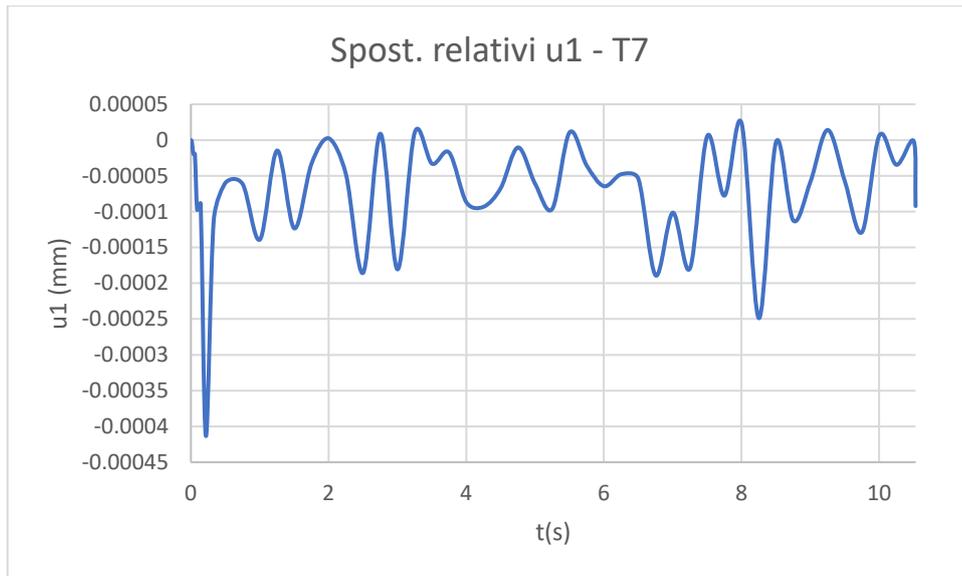


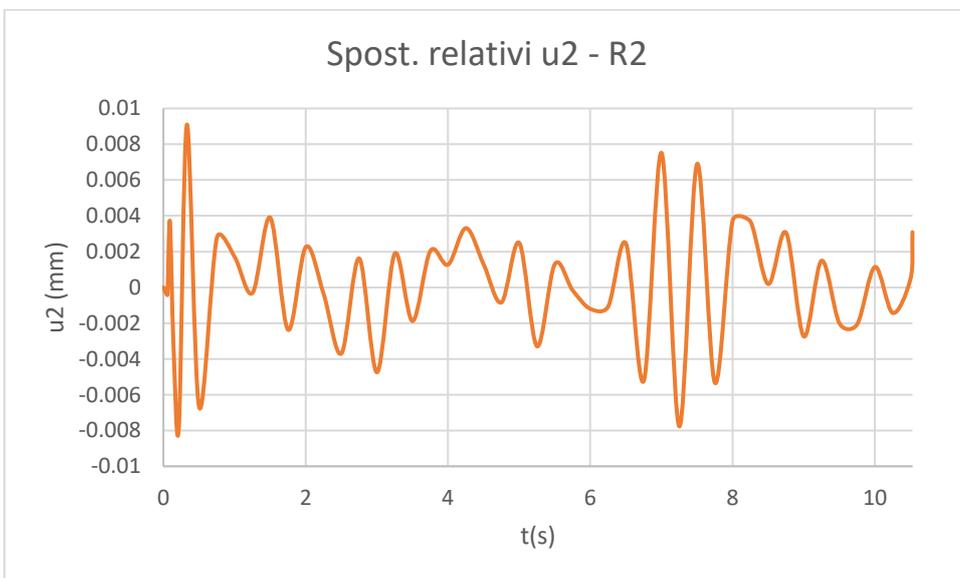
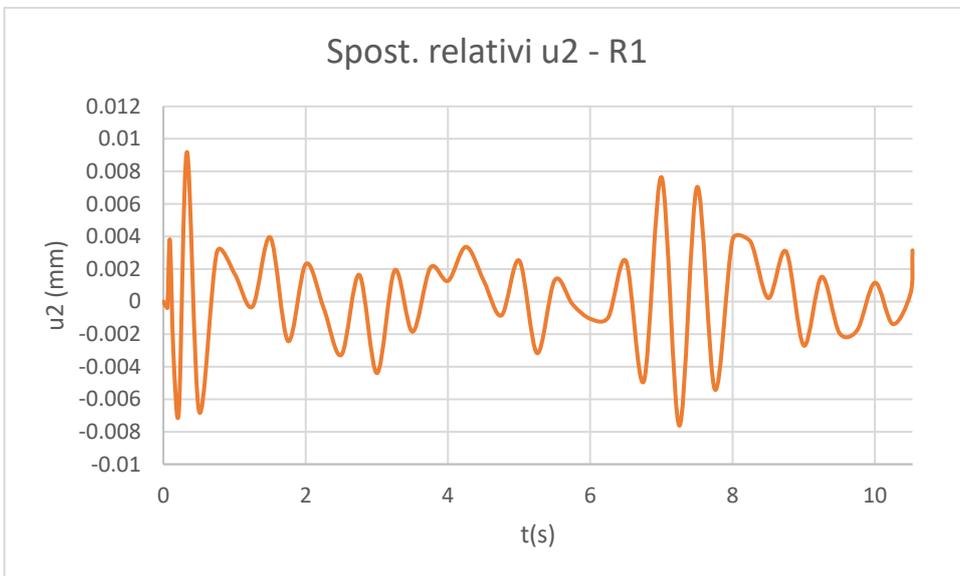
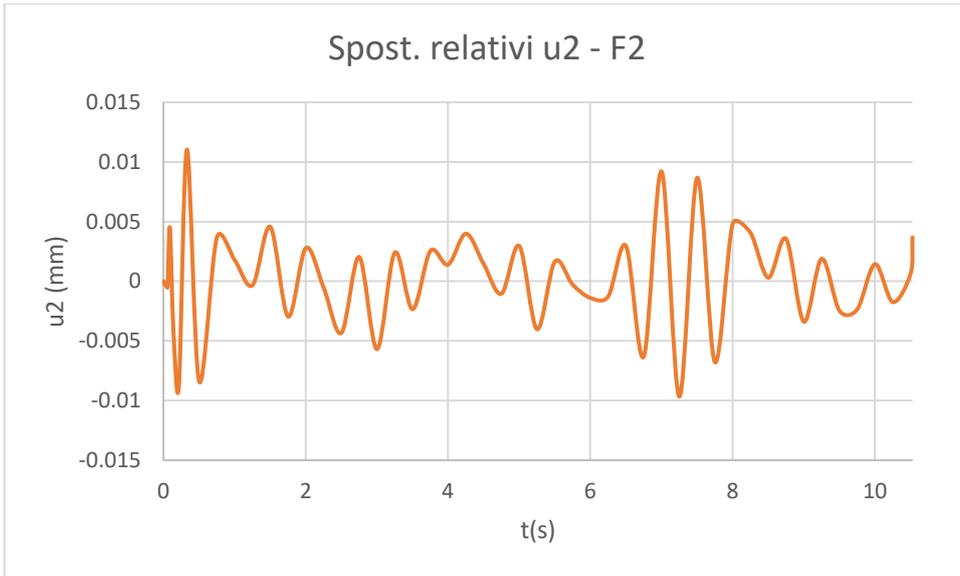
A3.2.2.3 Time history REC3, ID 5828

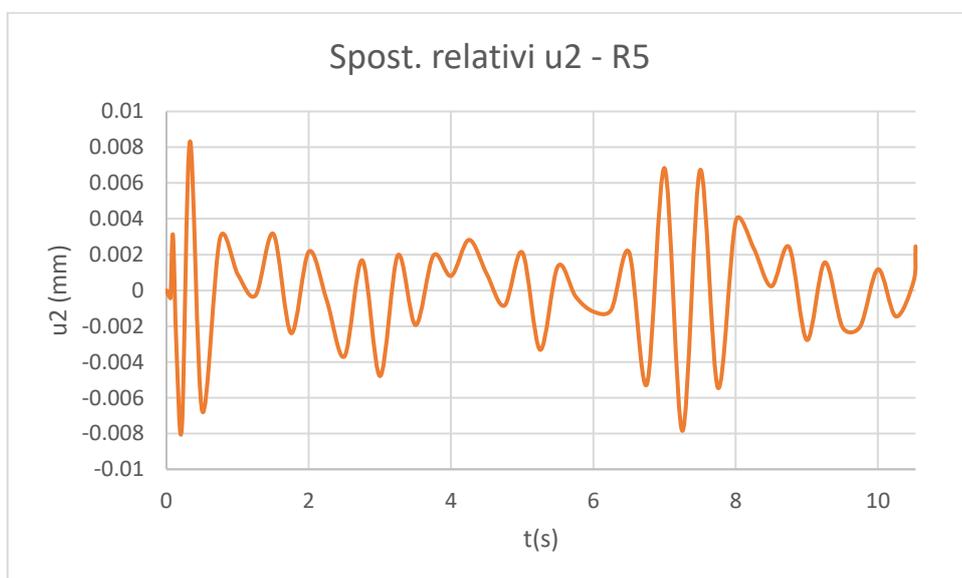
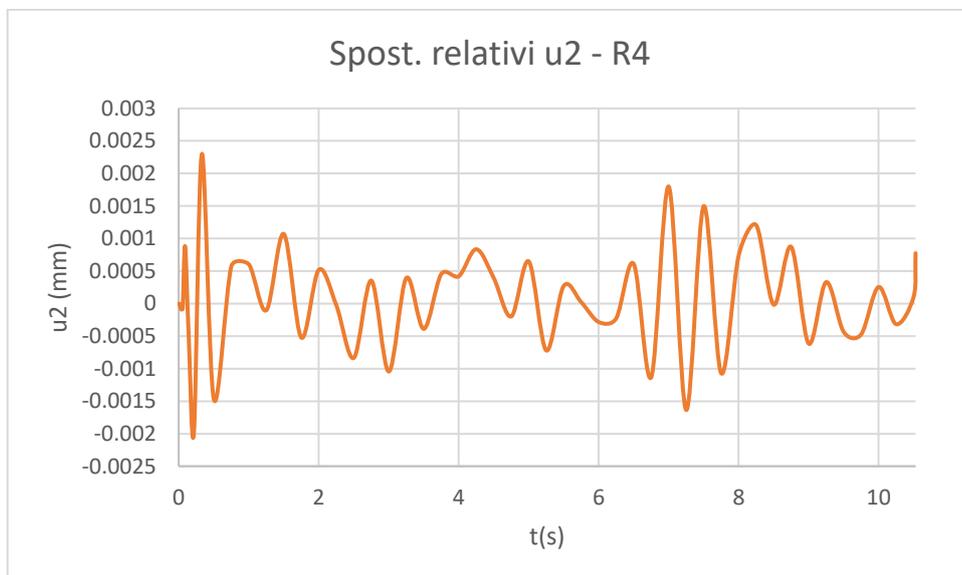
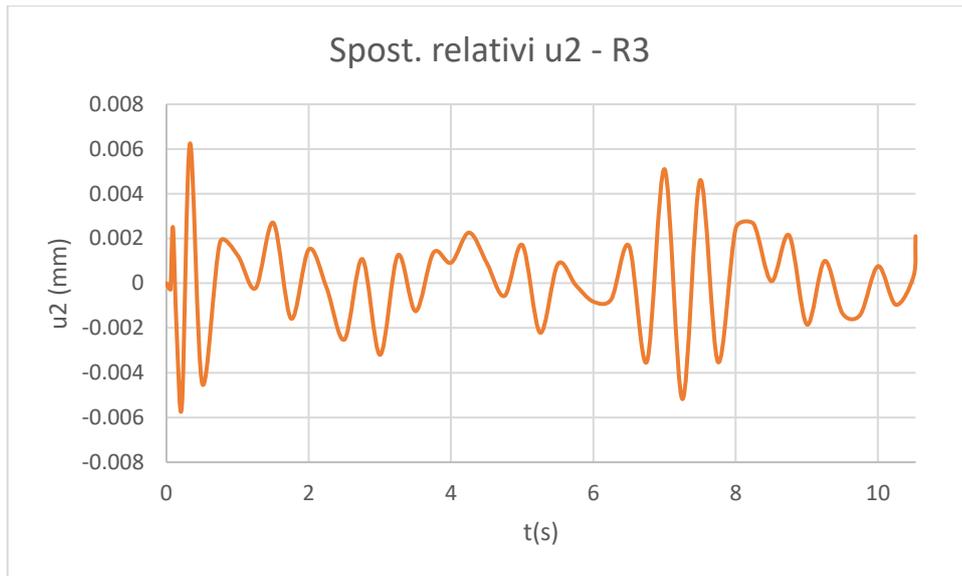


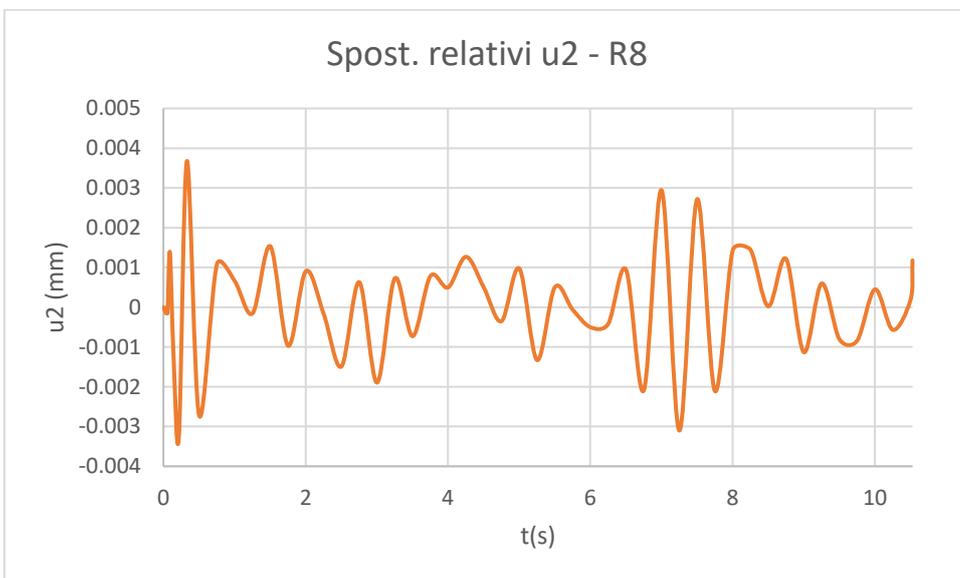
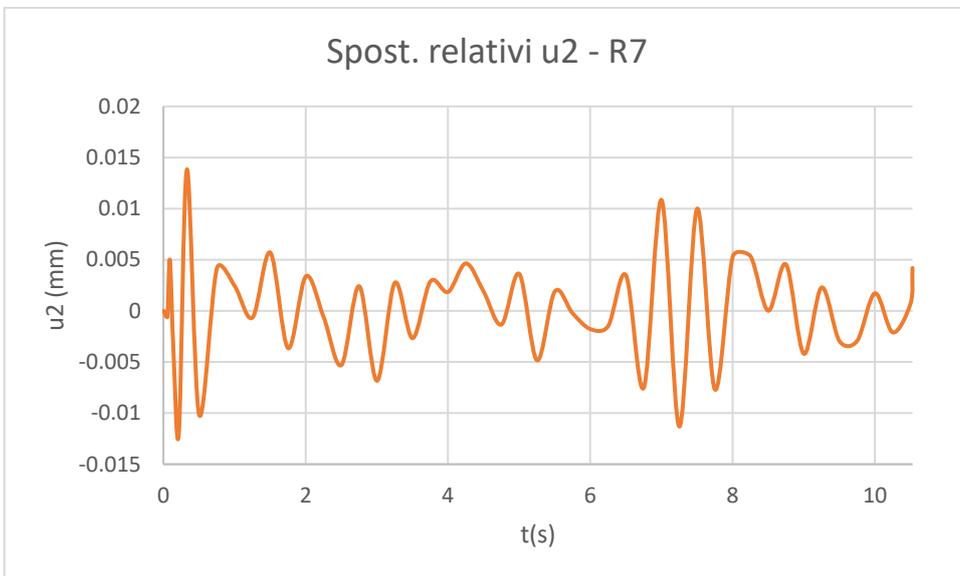
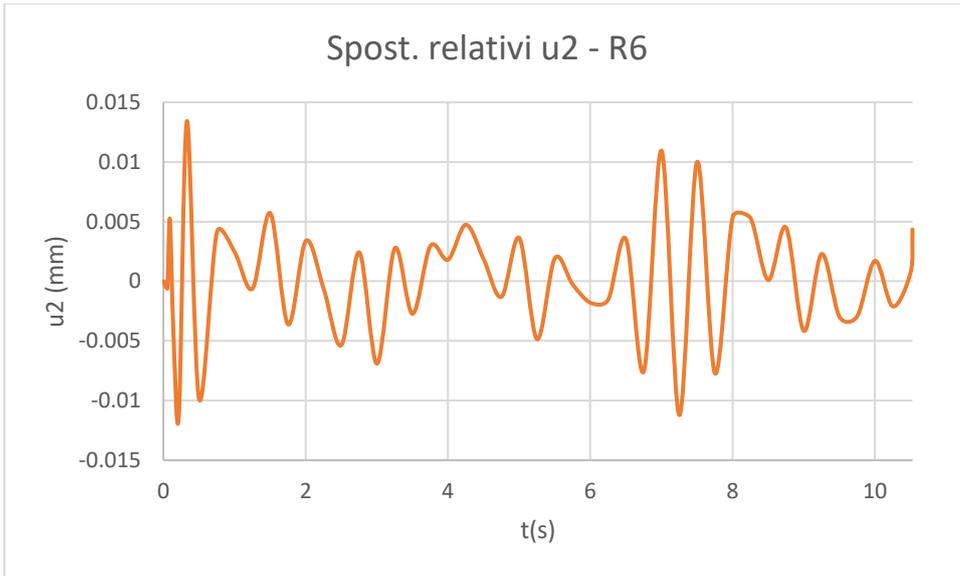


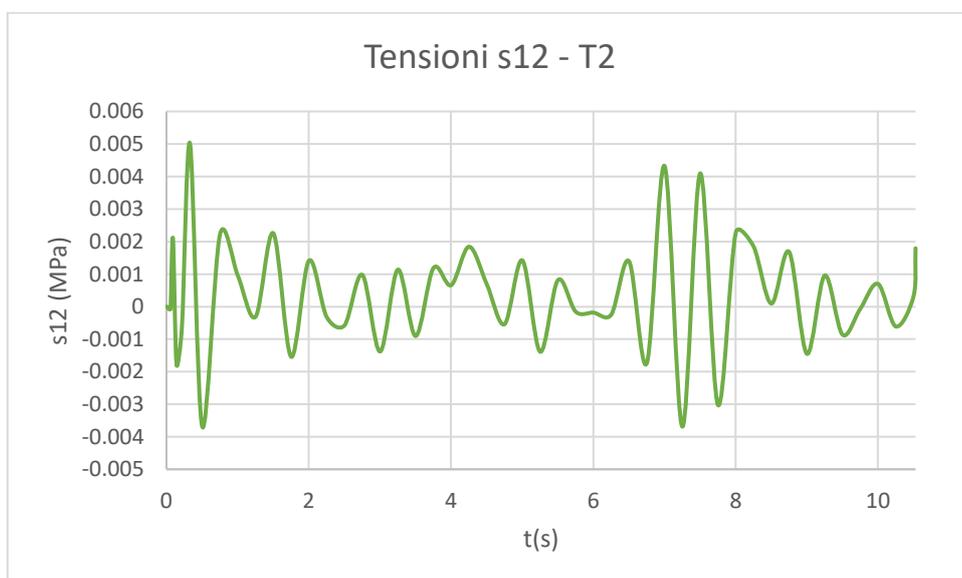
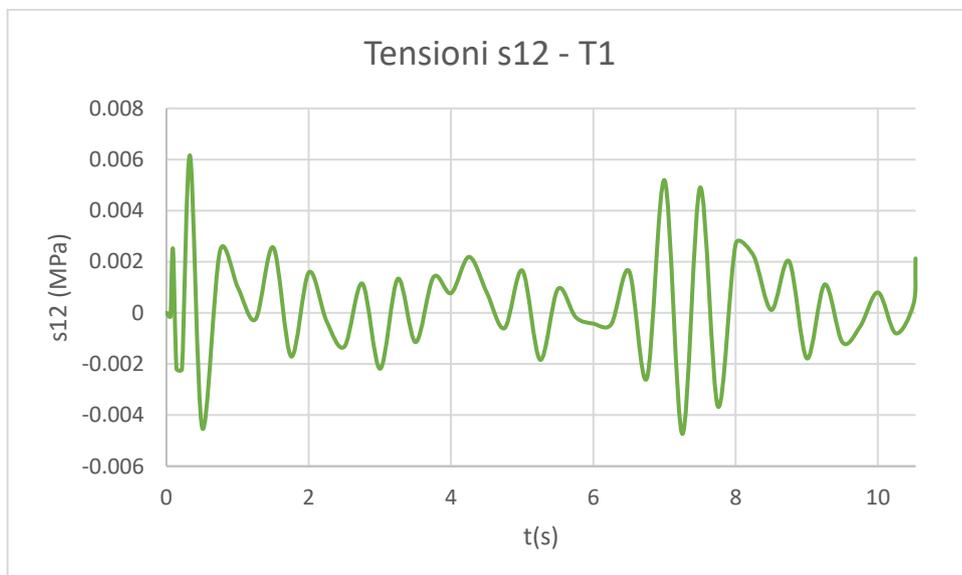
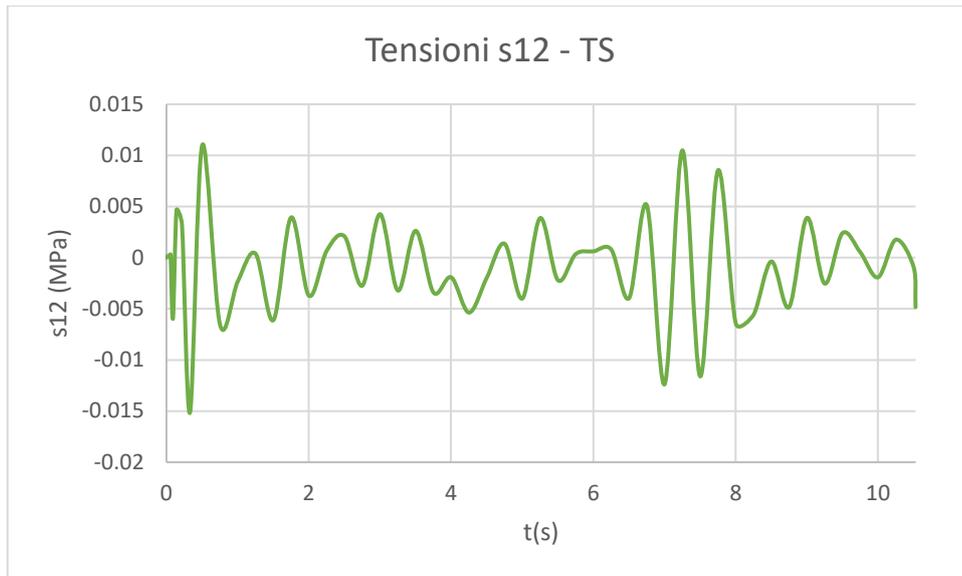


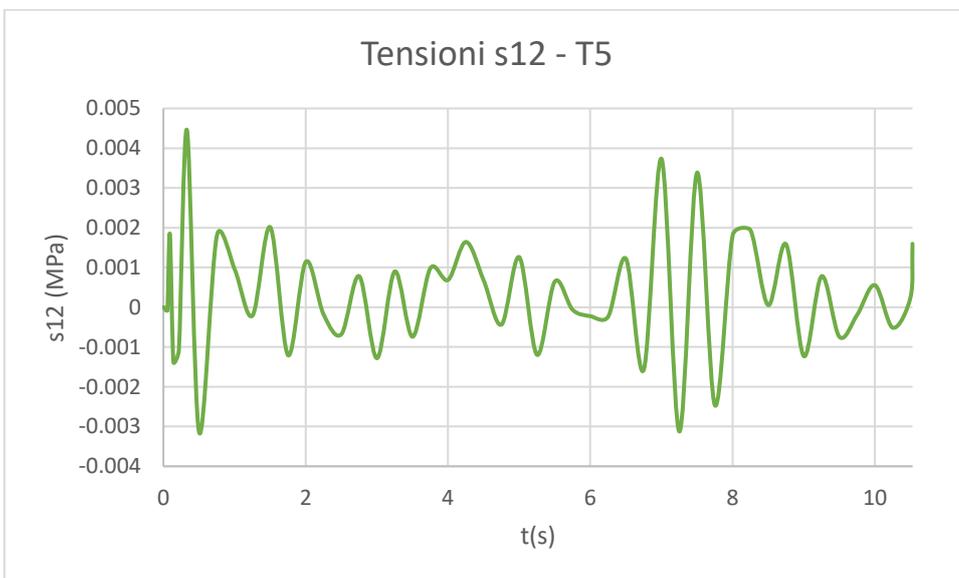
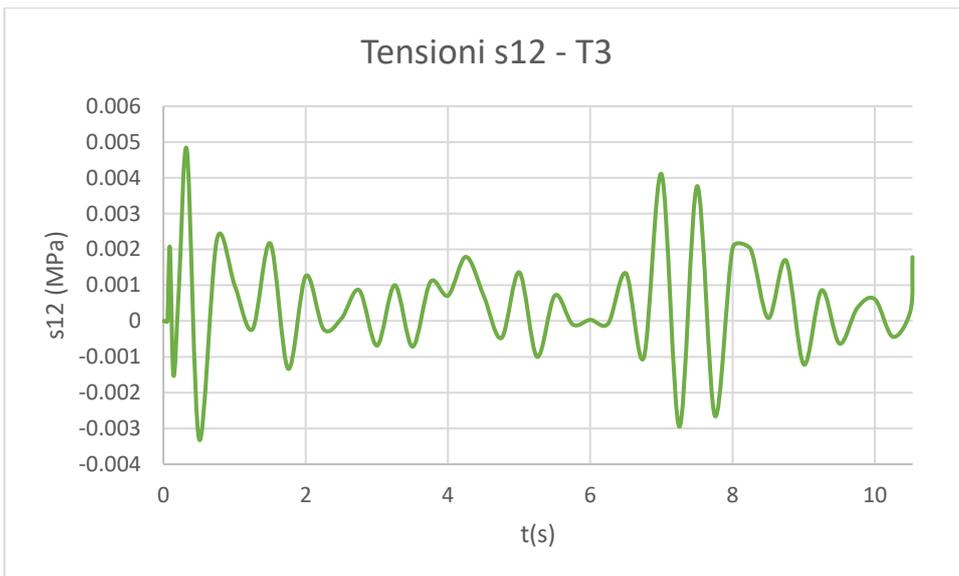


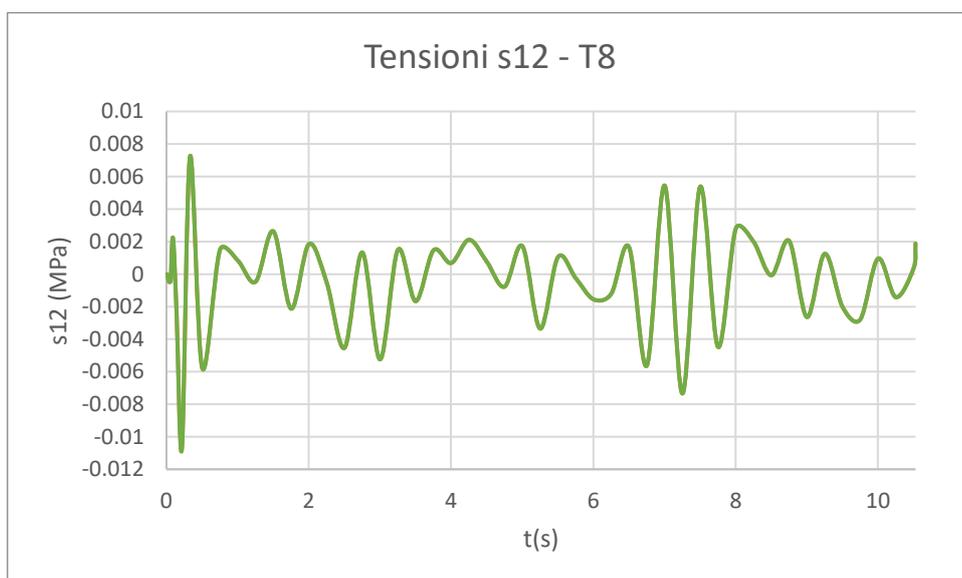
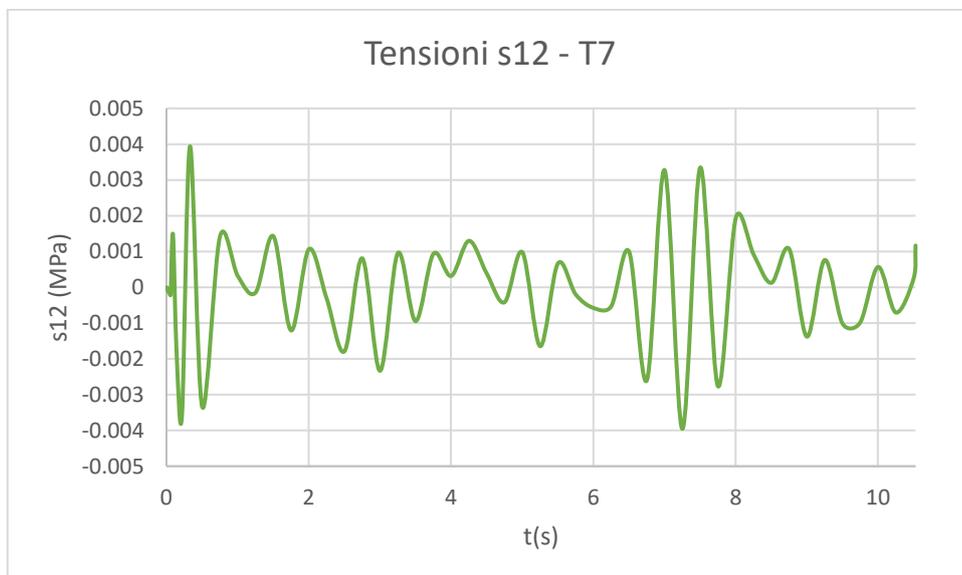




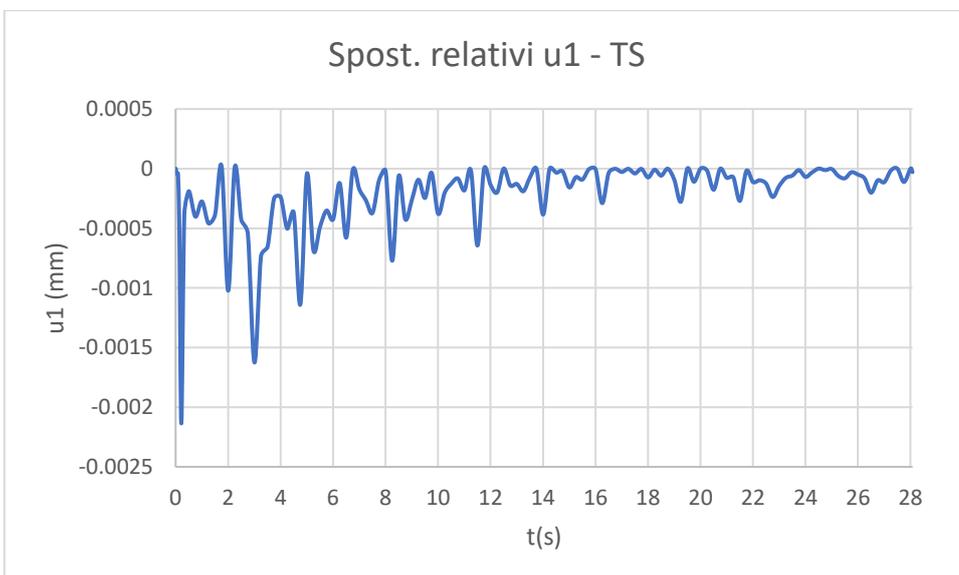
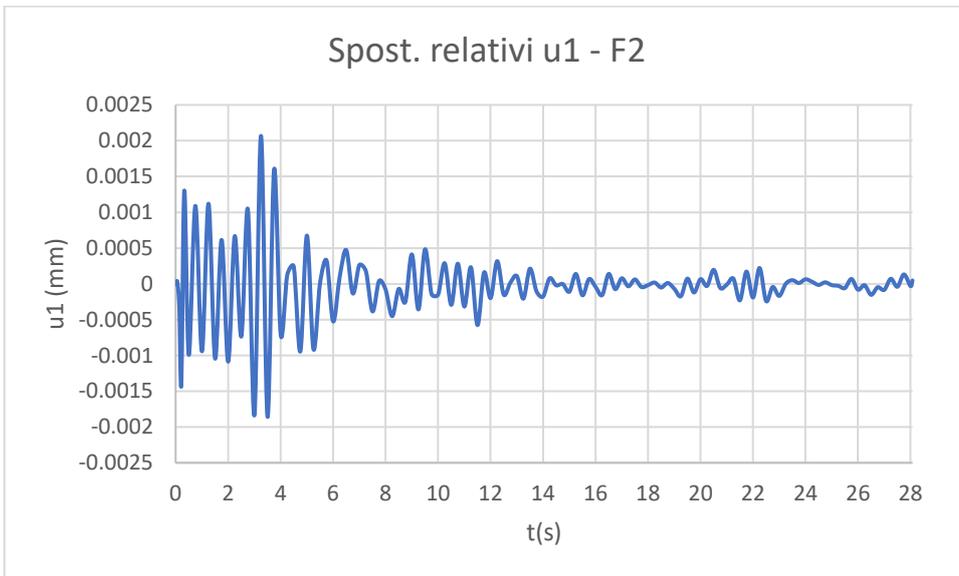
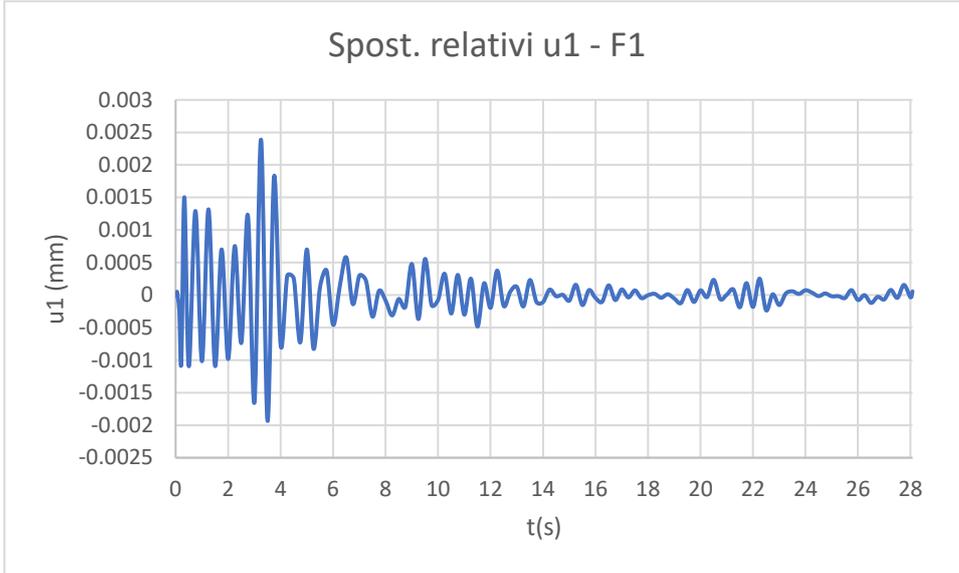


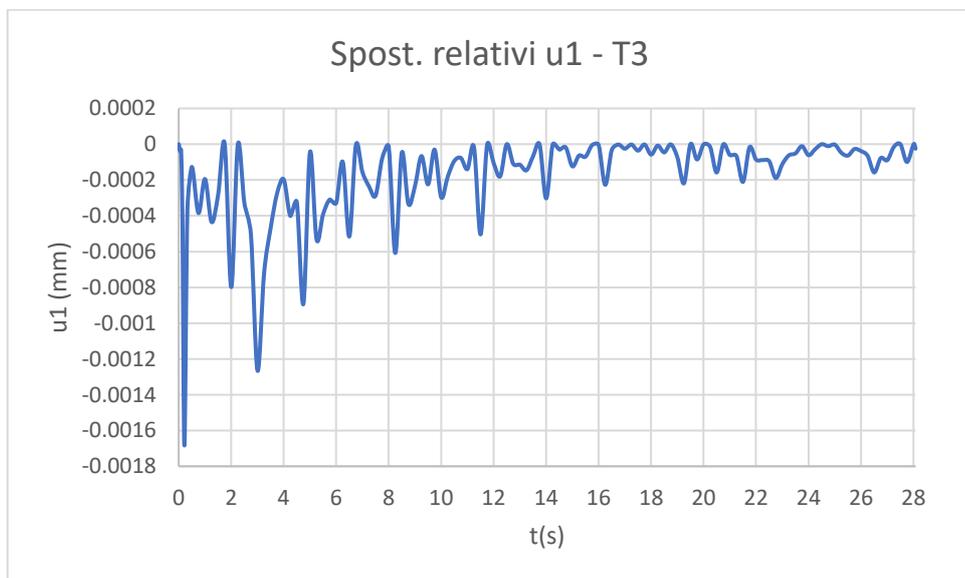
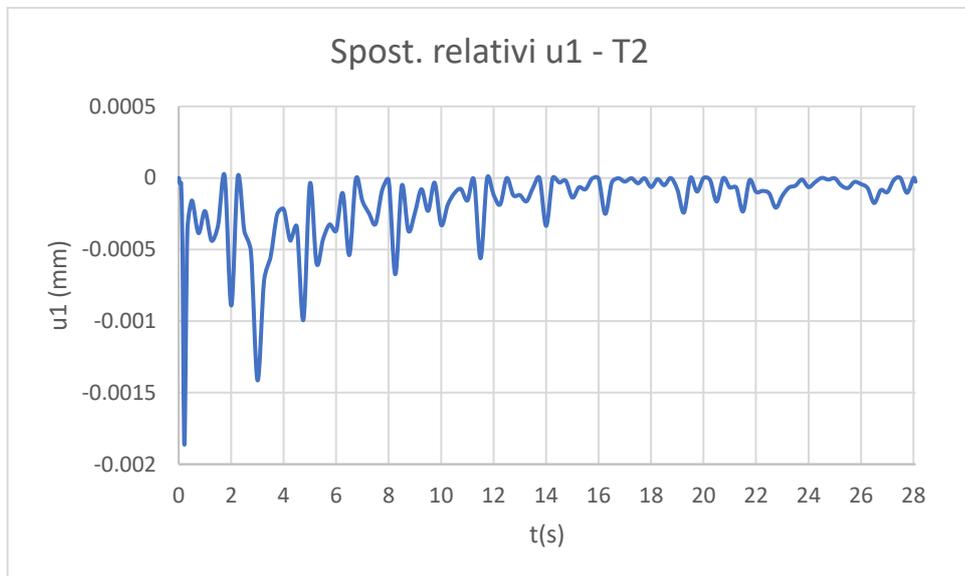
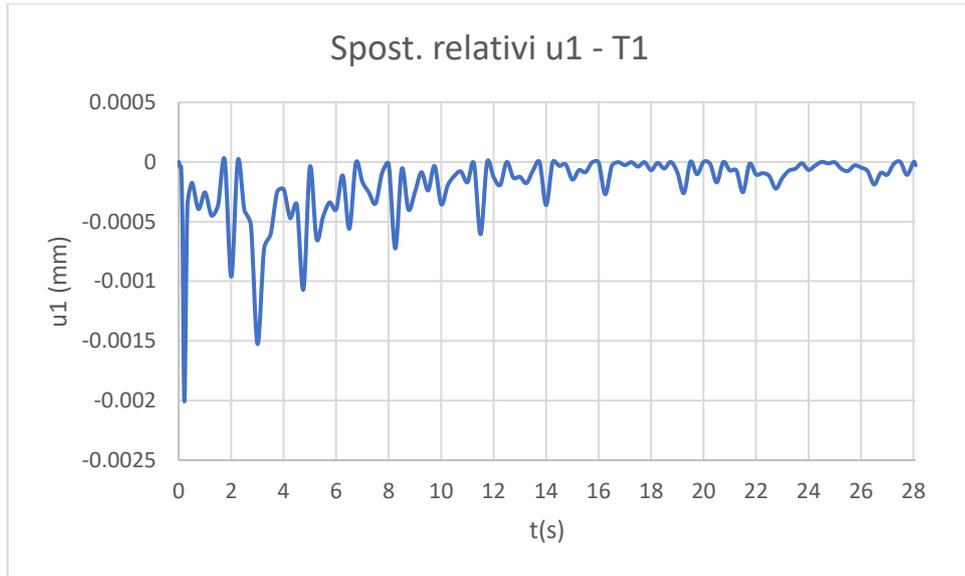


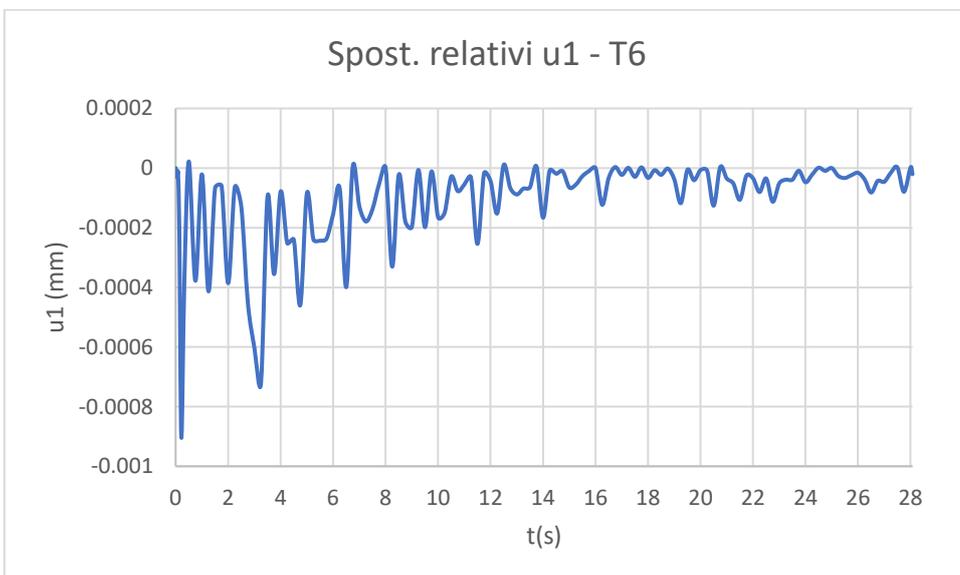
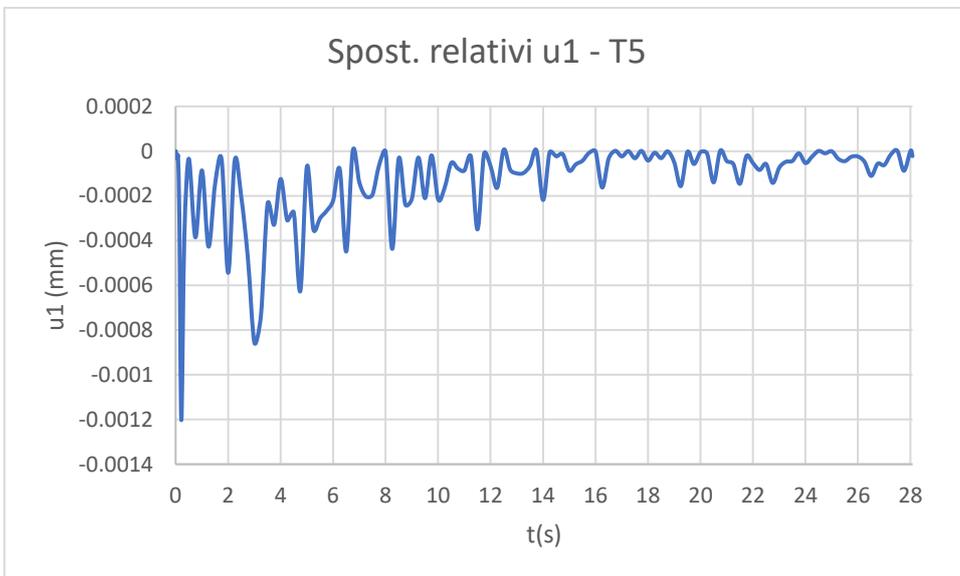
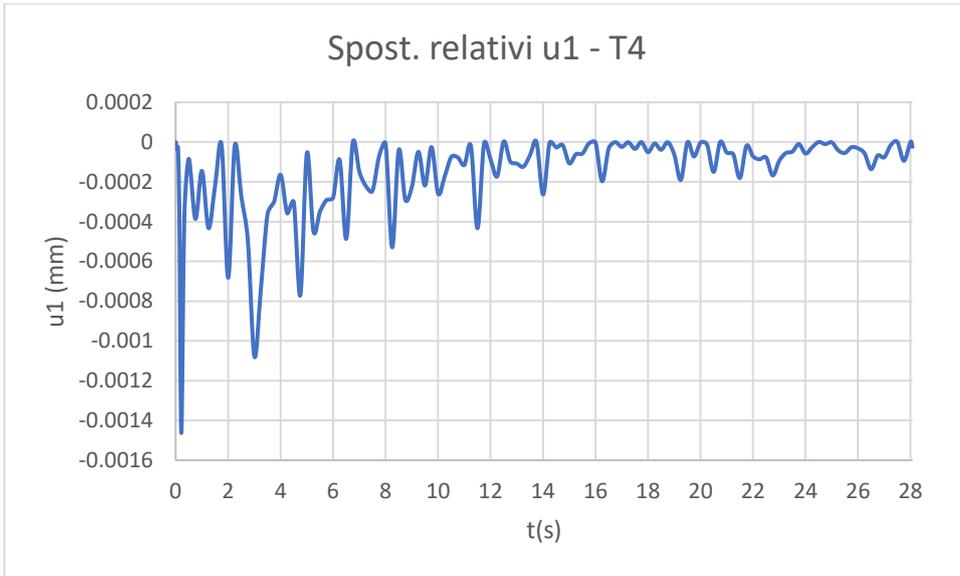


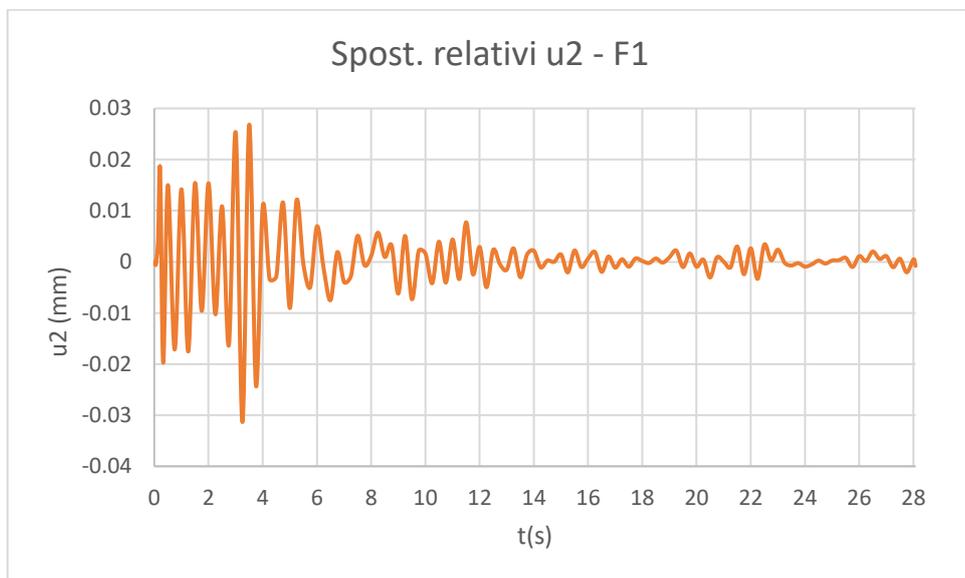
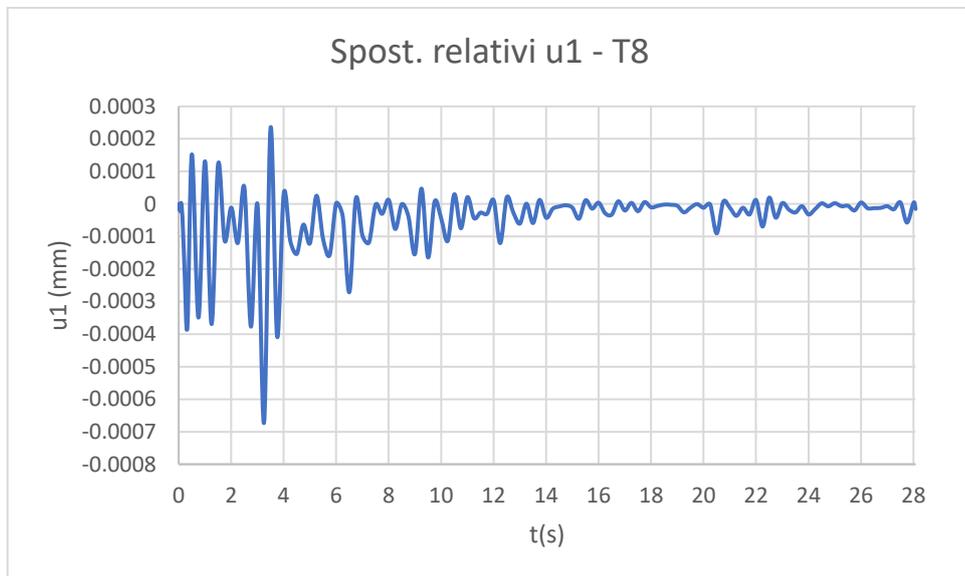
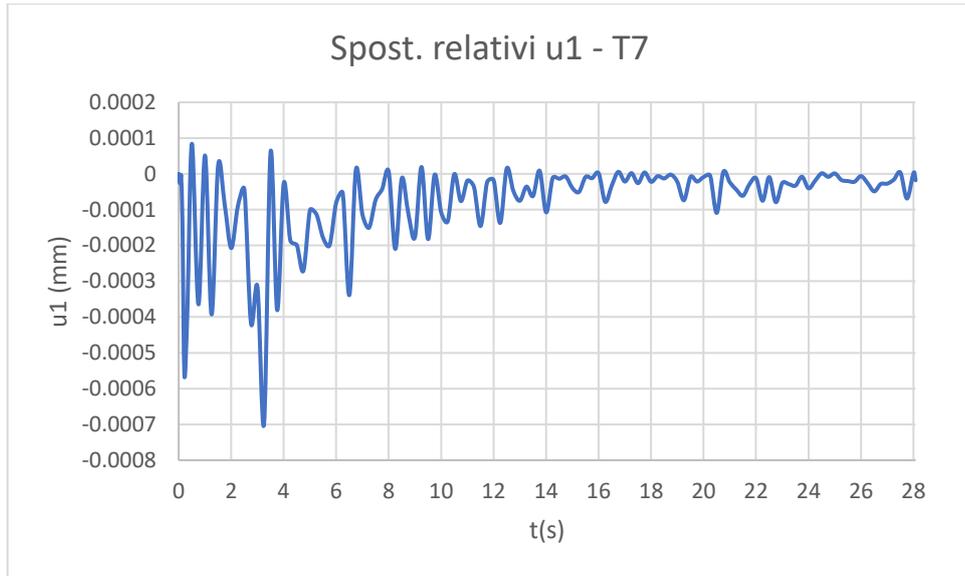


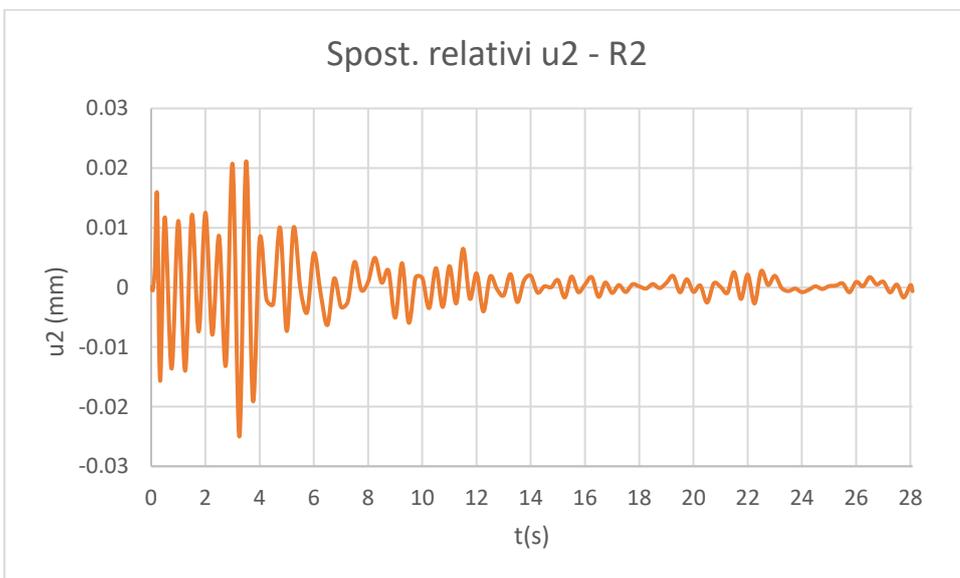
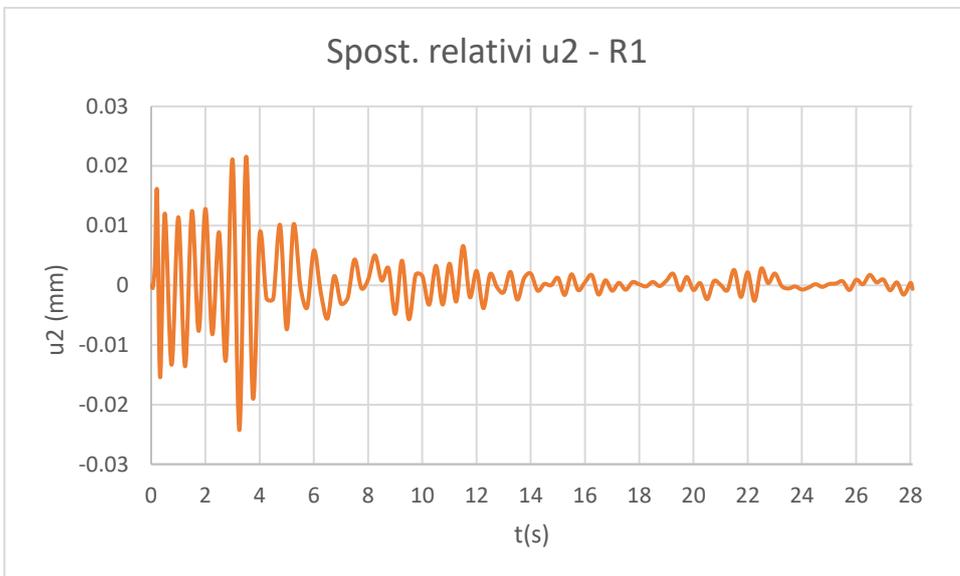
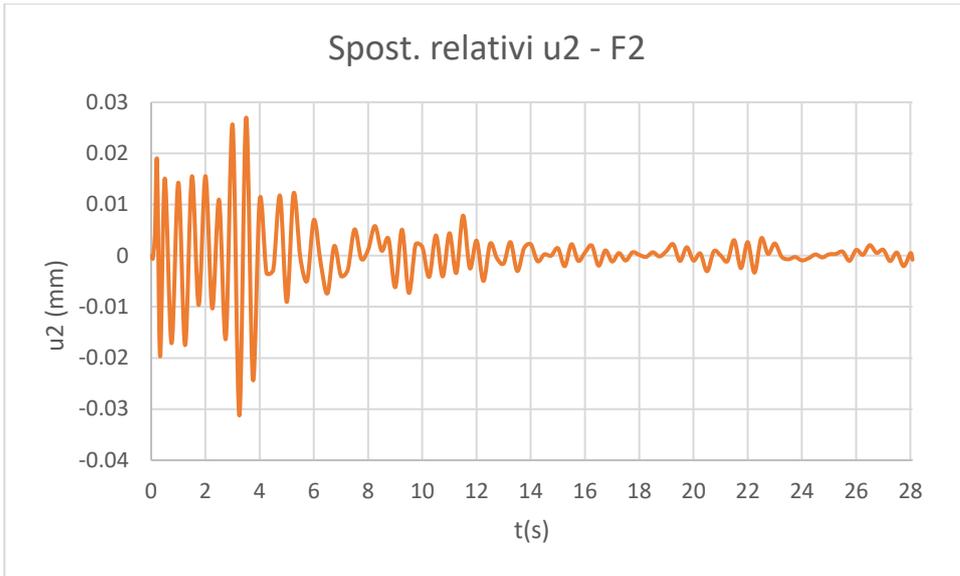
A3.2.2.4 Time history REC4, ID 405

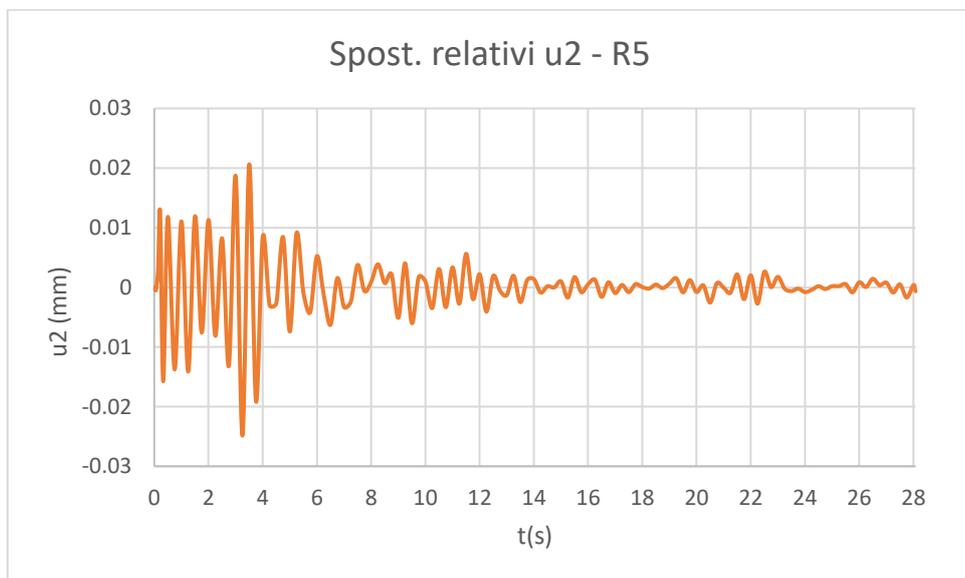
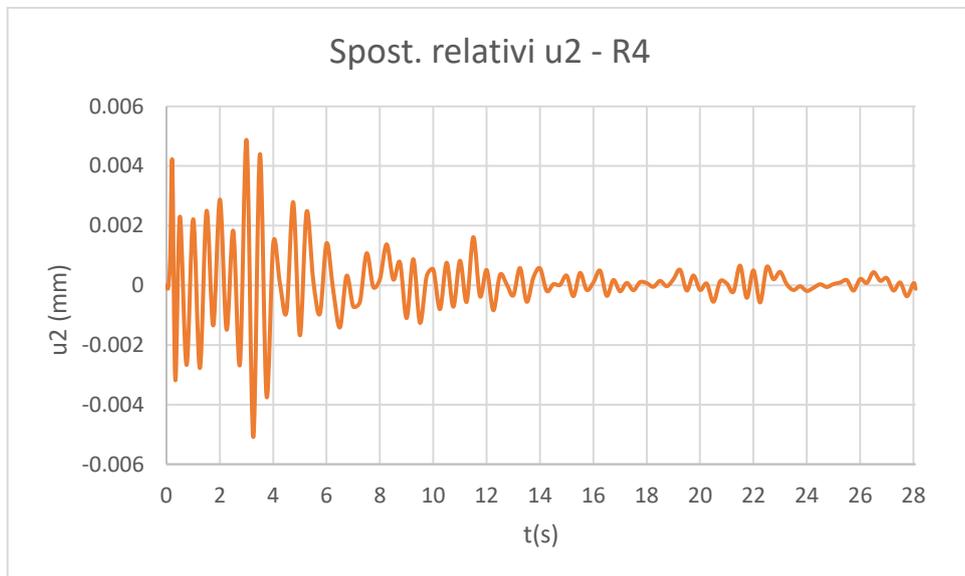
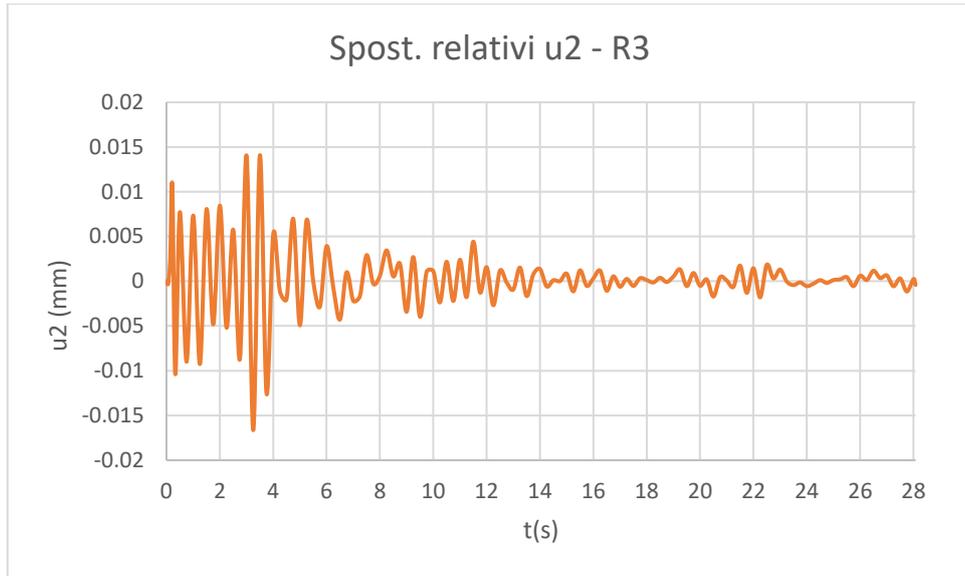


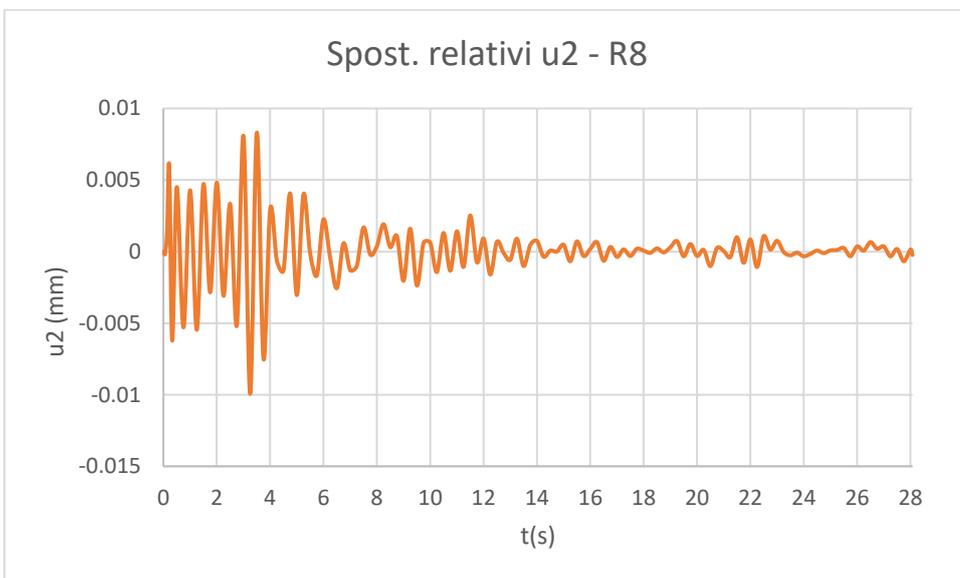
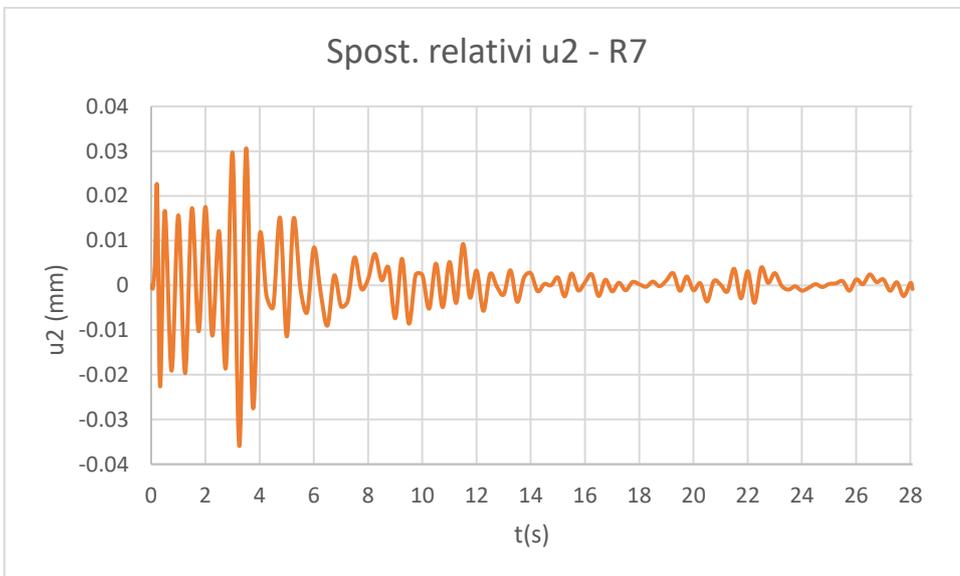
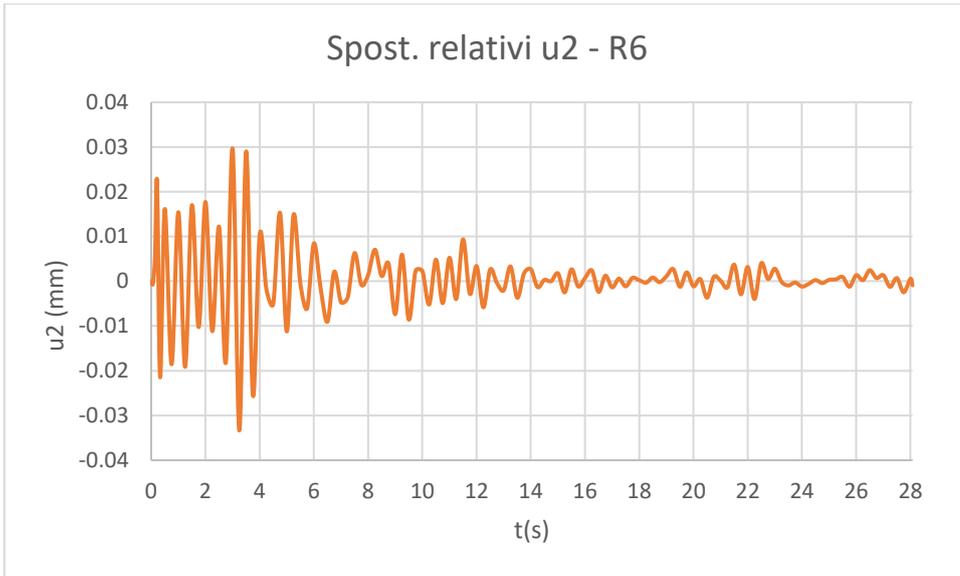


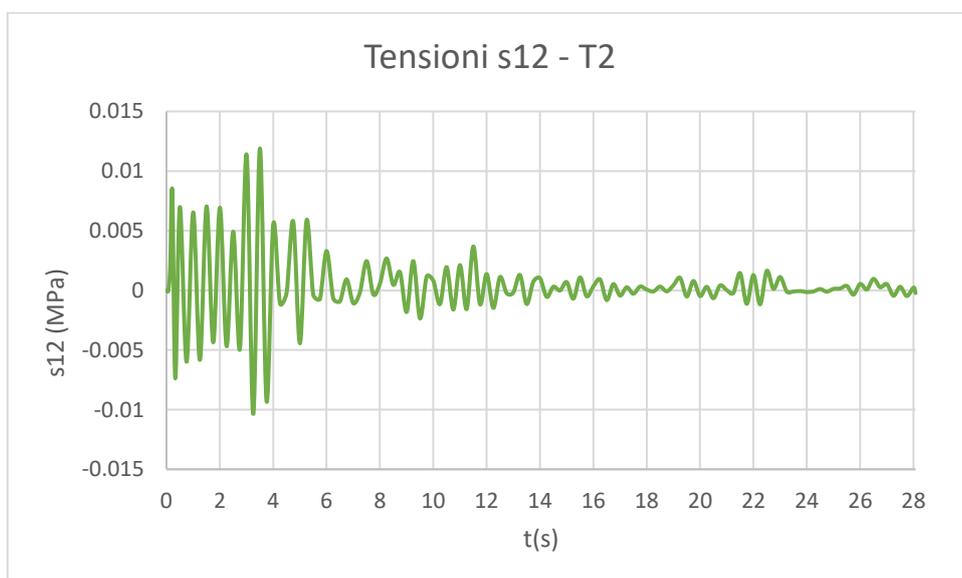
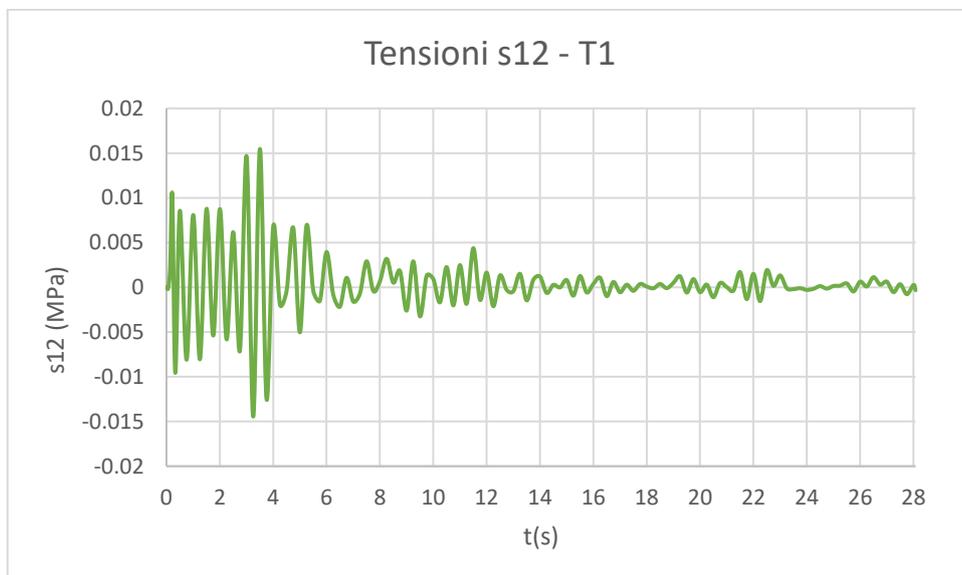
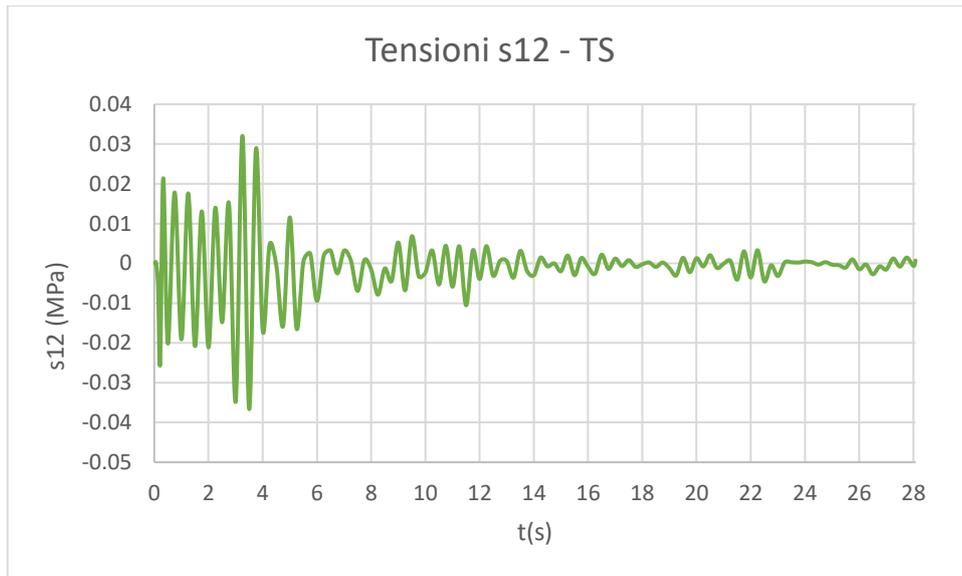


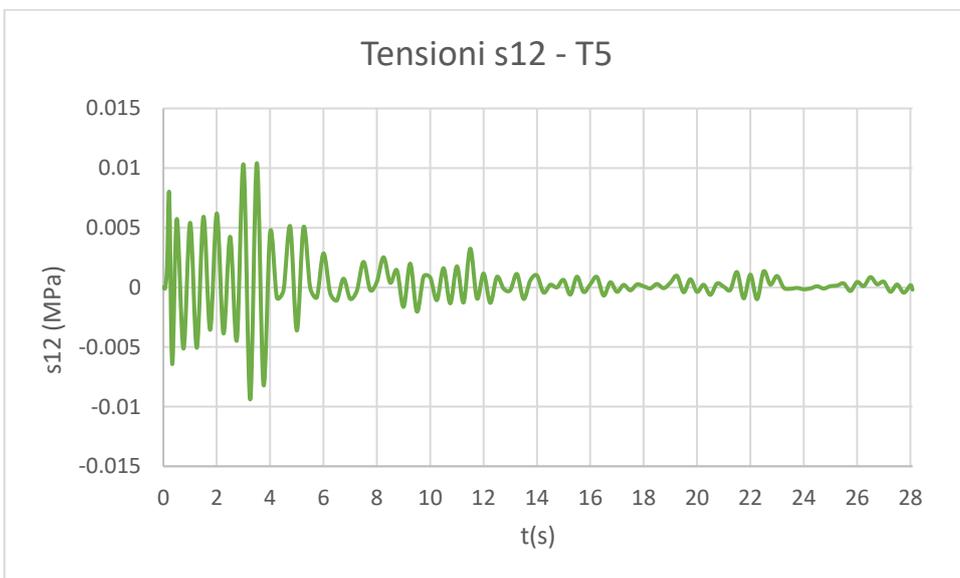
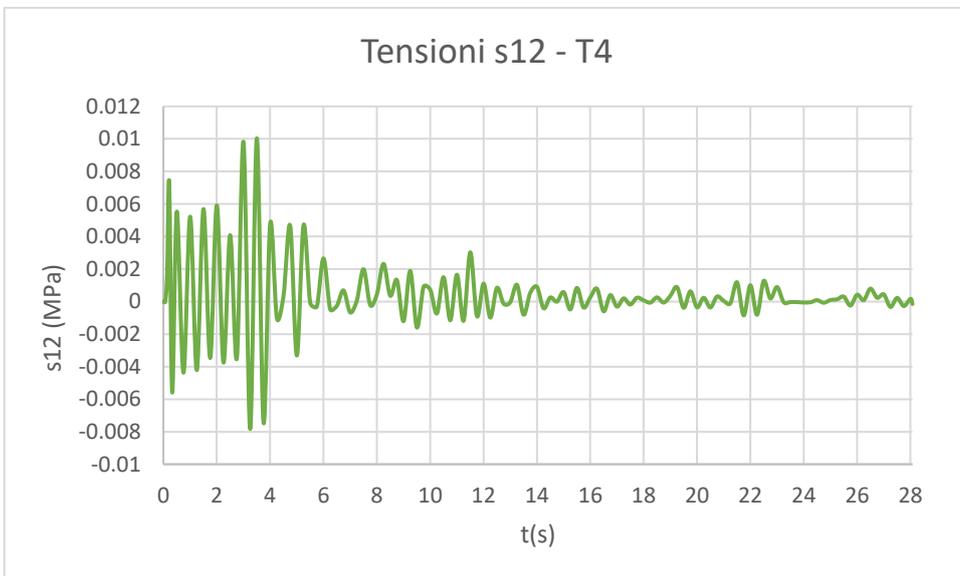
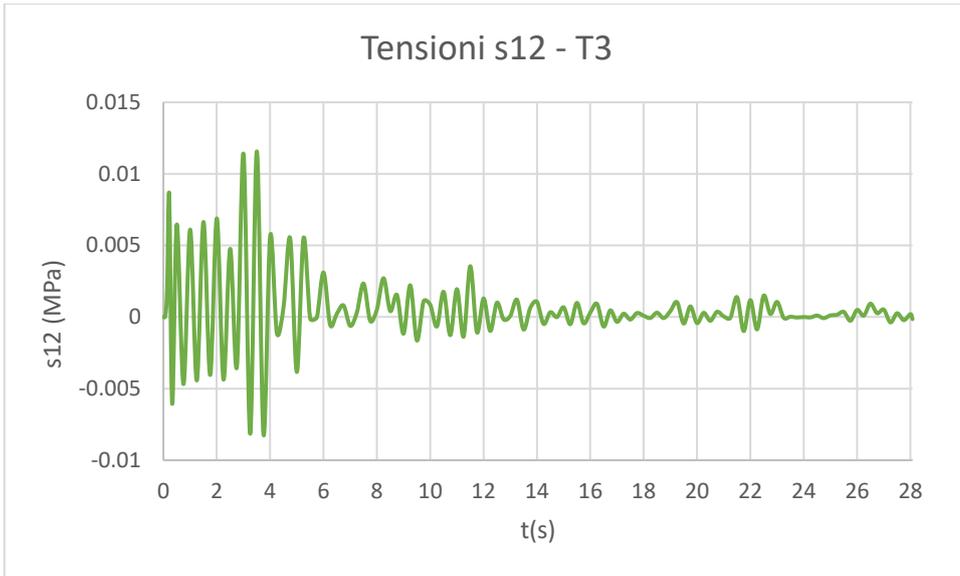


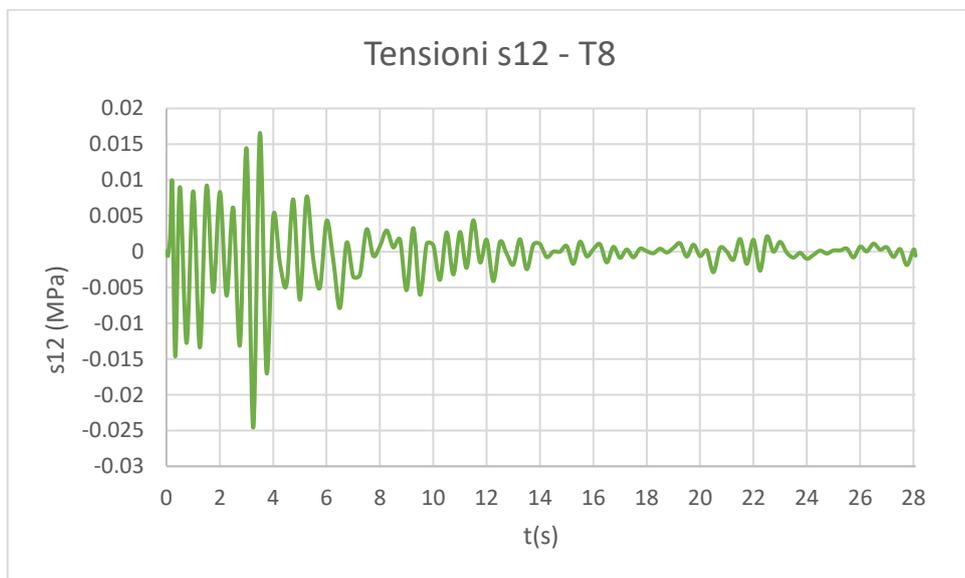
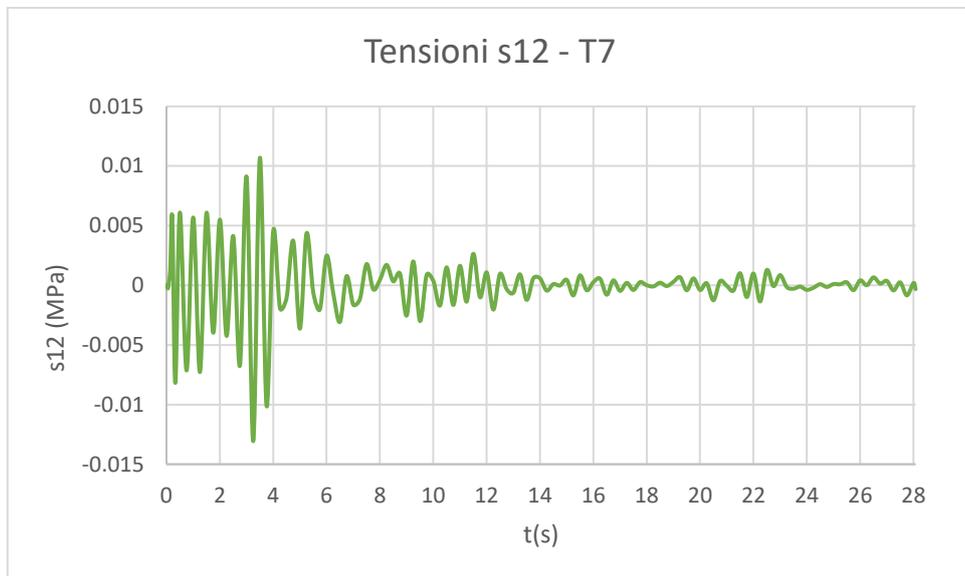
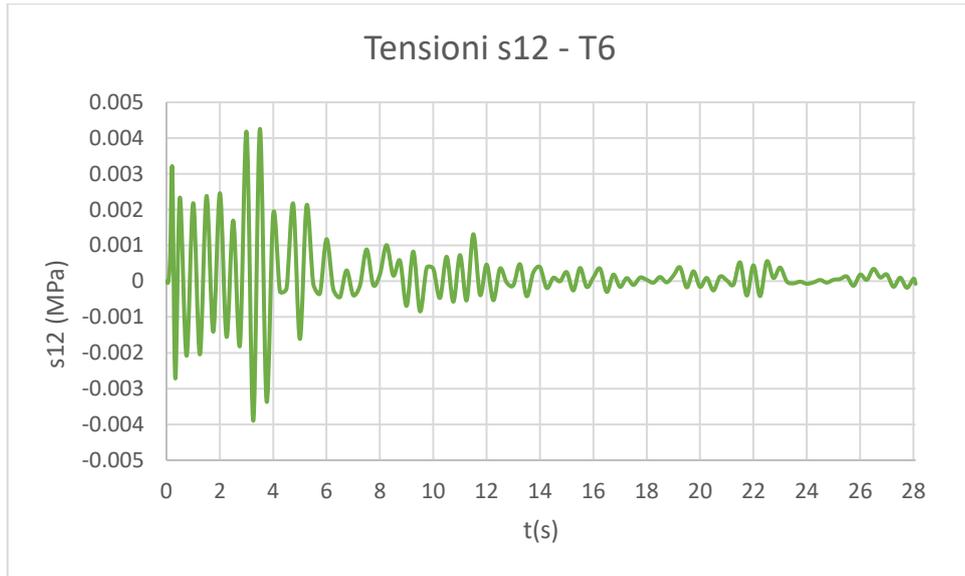




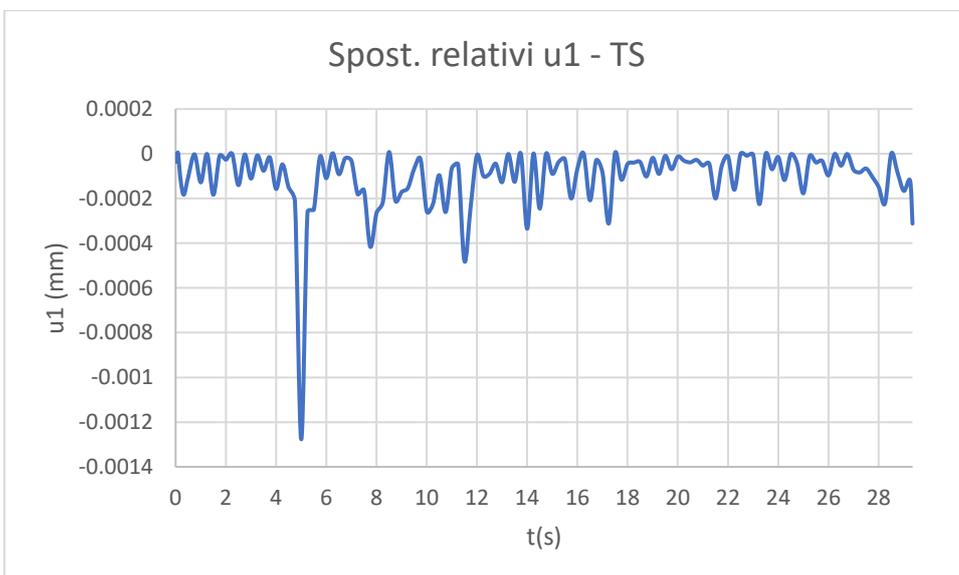
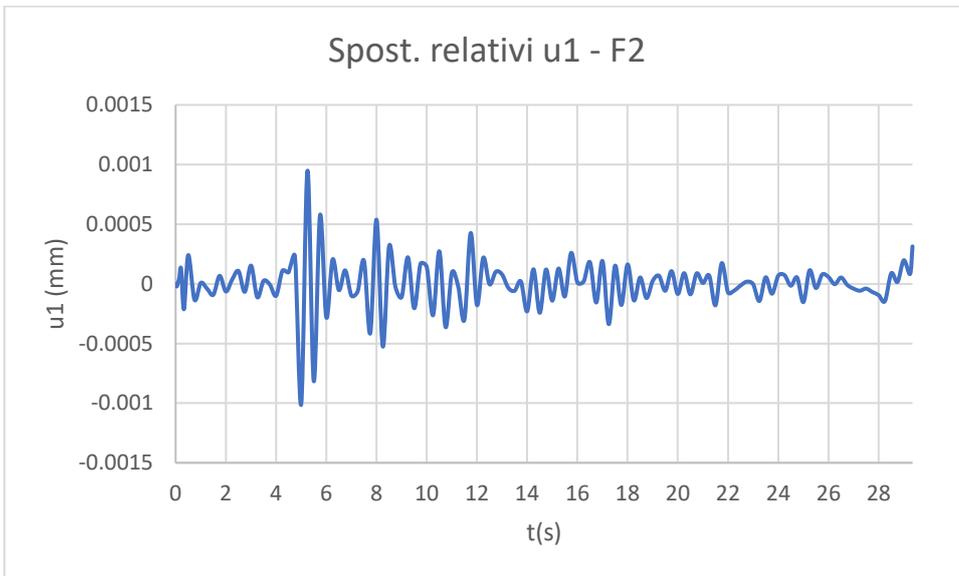
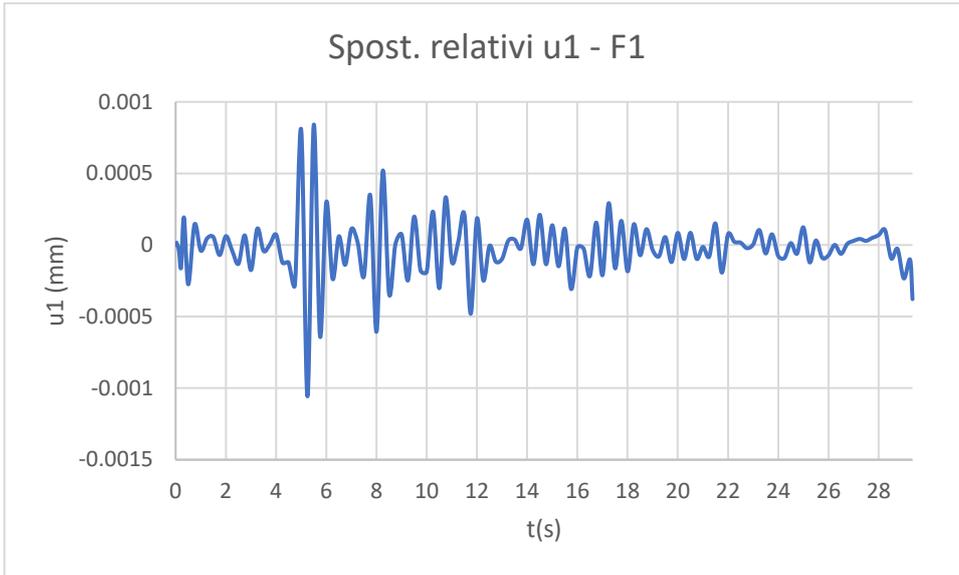


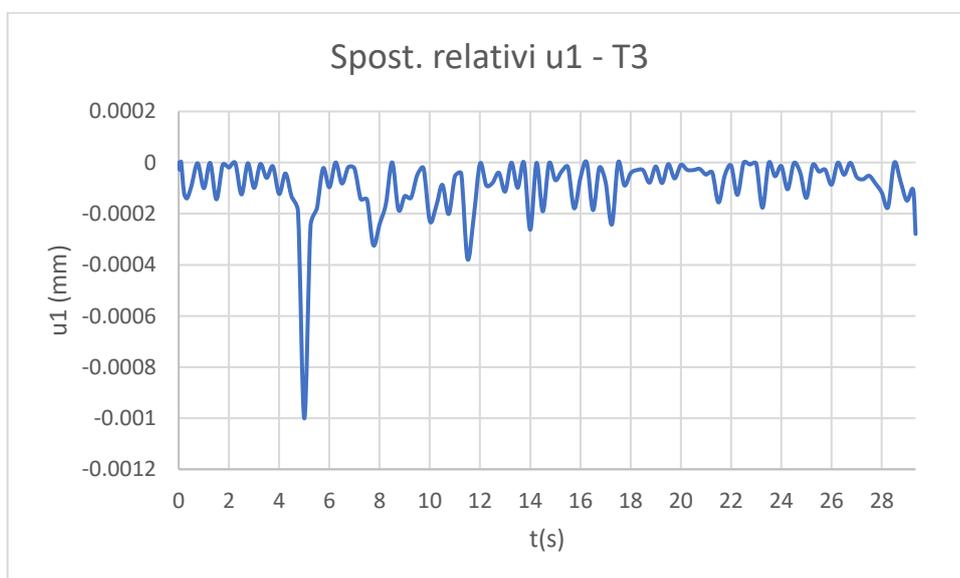
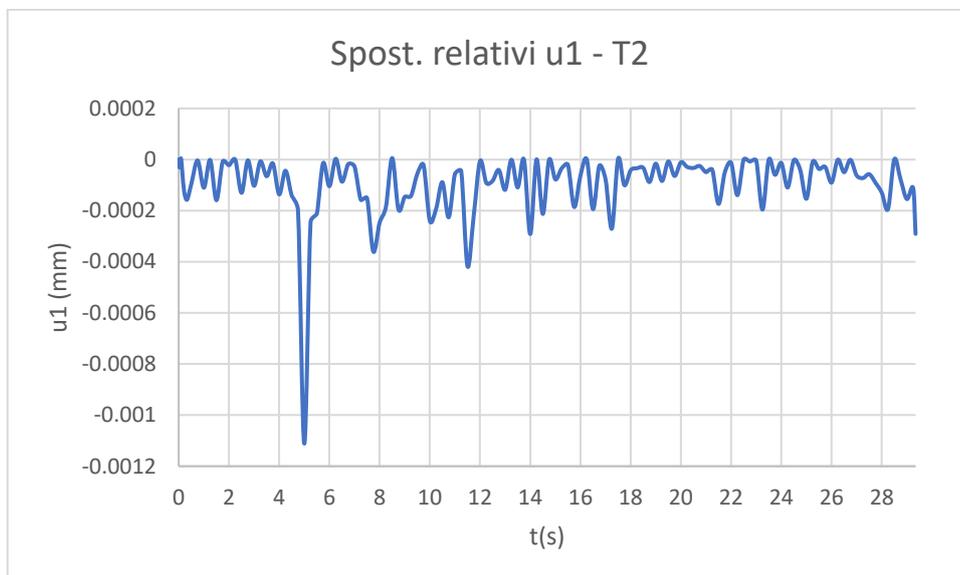
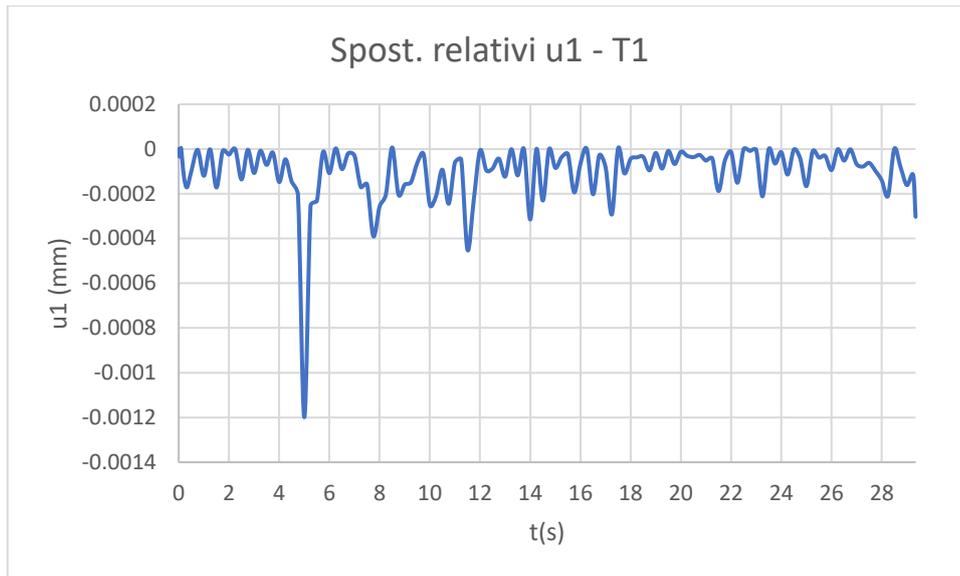


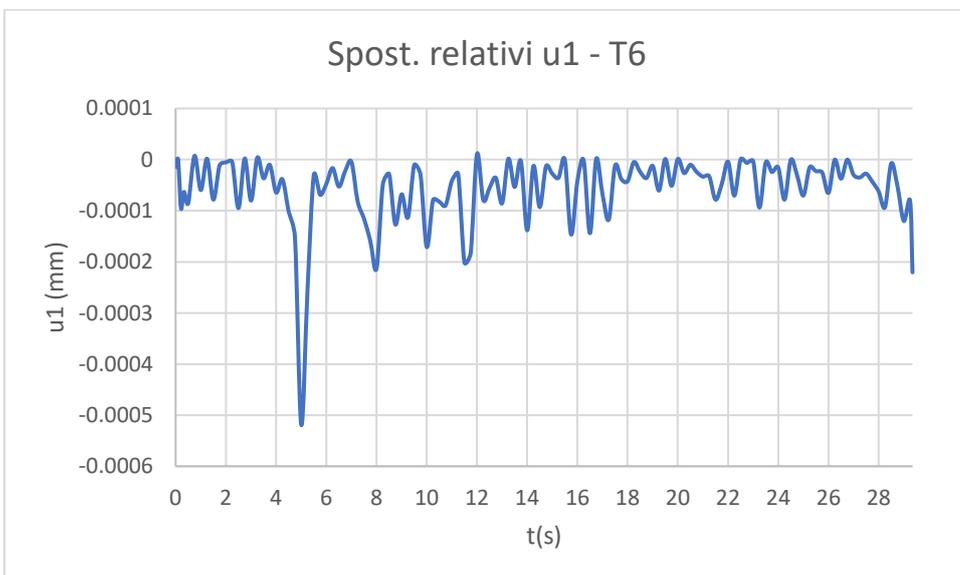
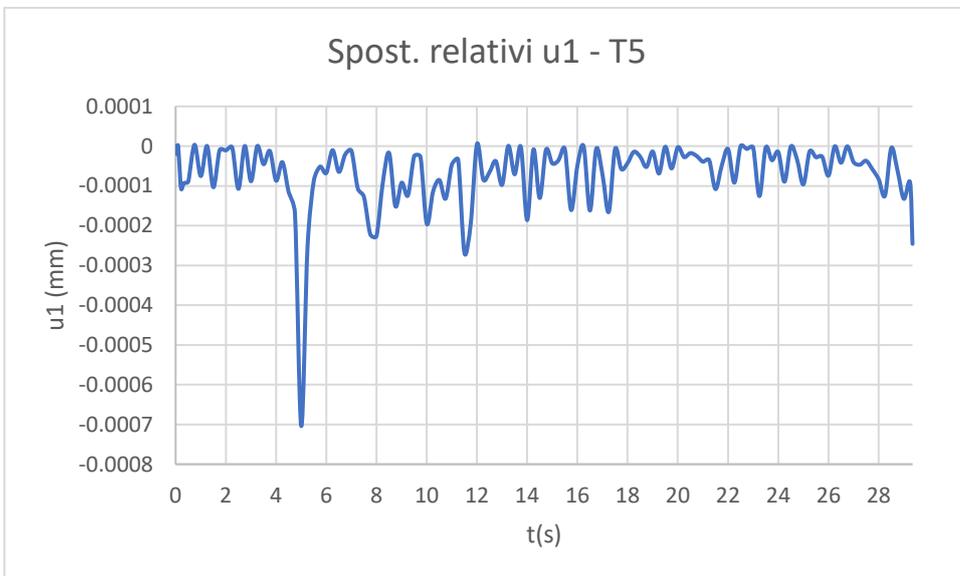
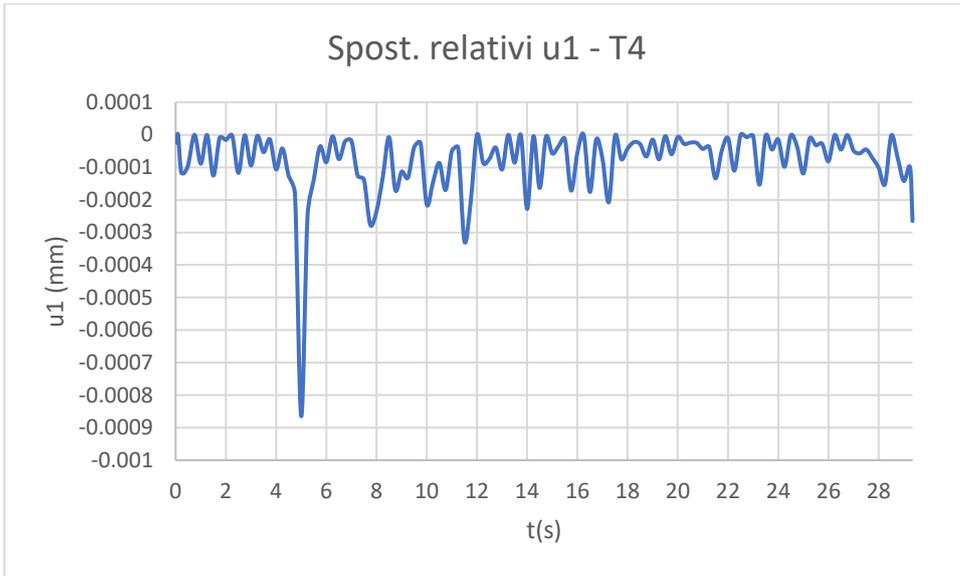


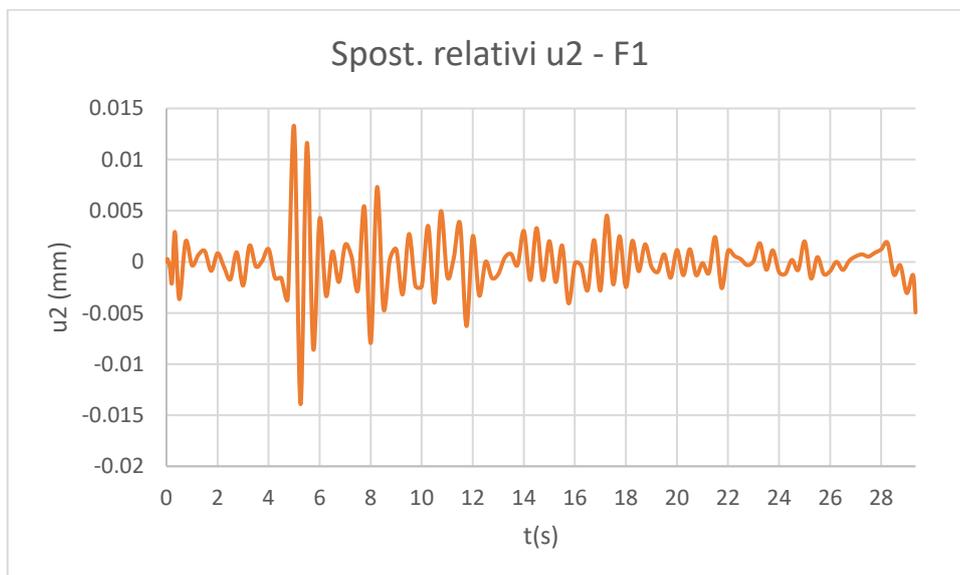
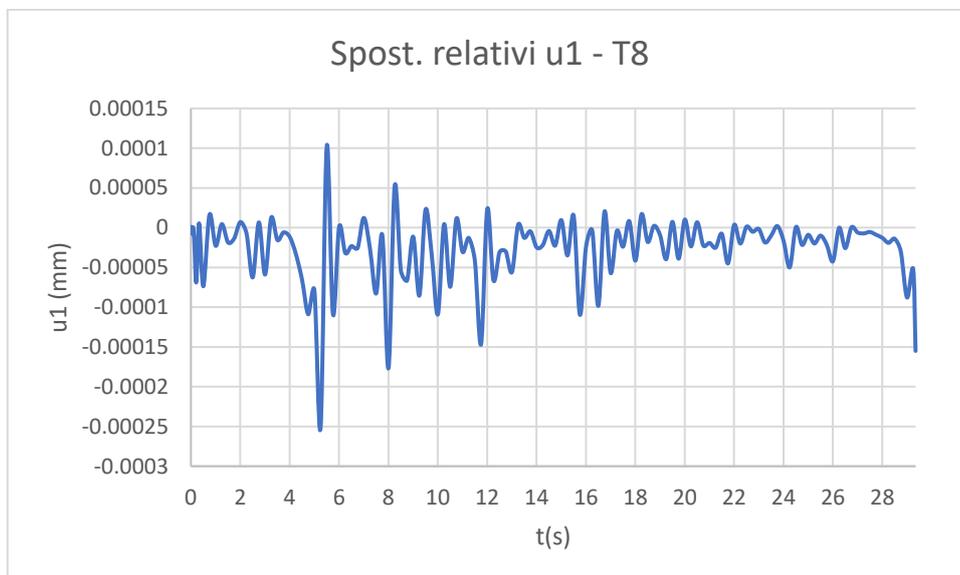
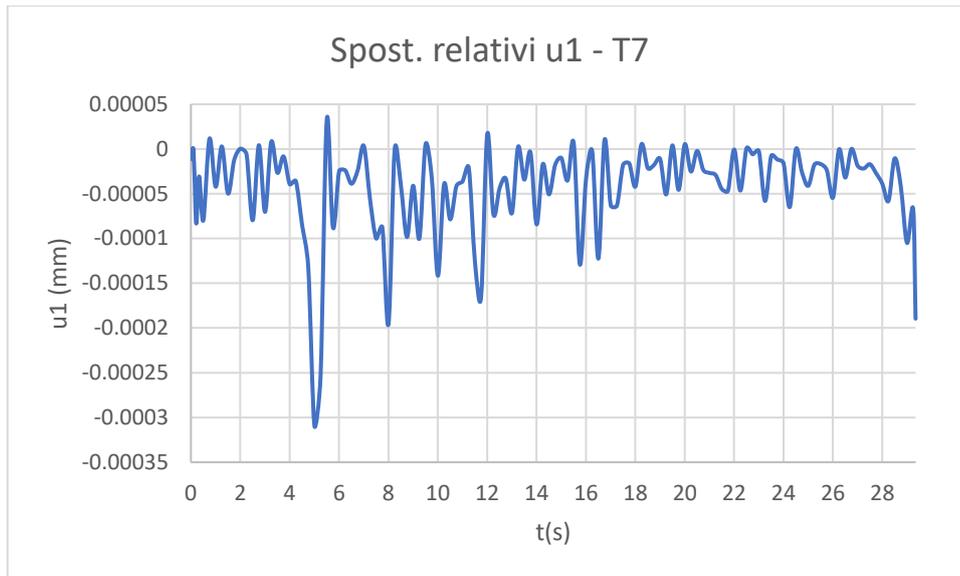


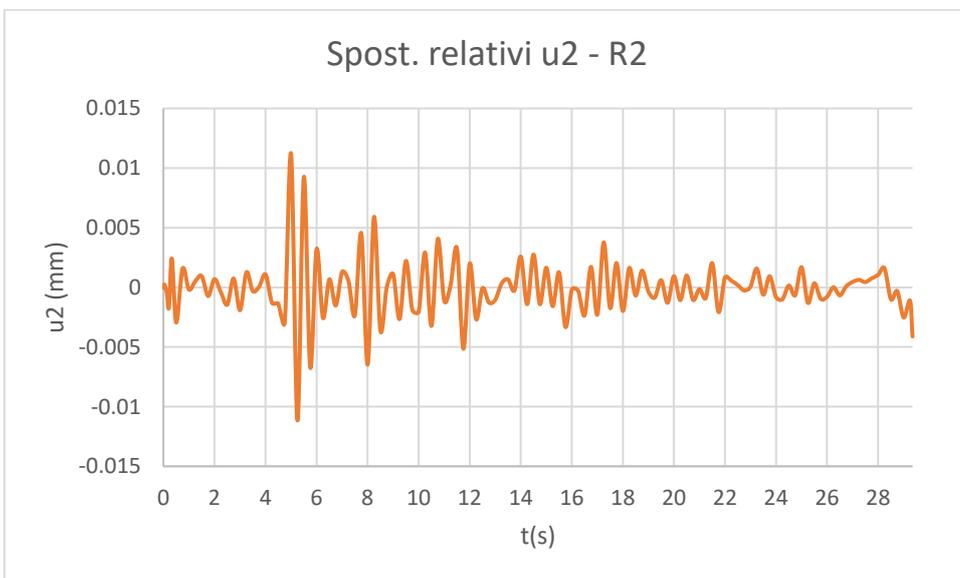
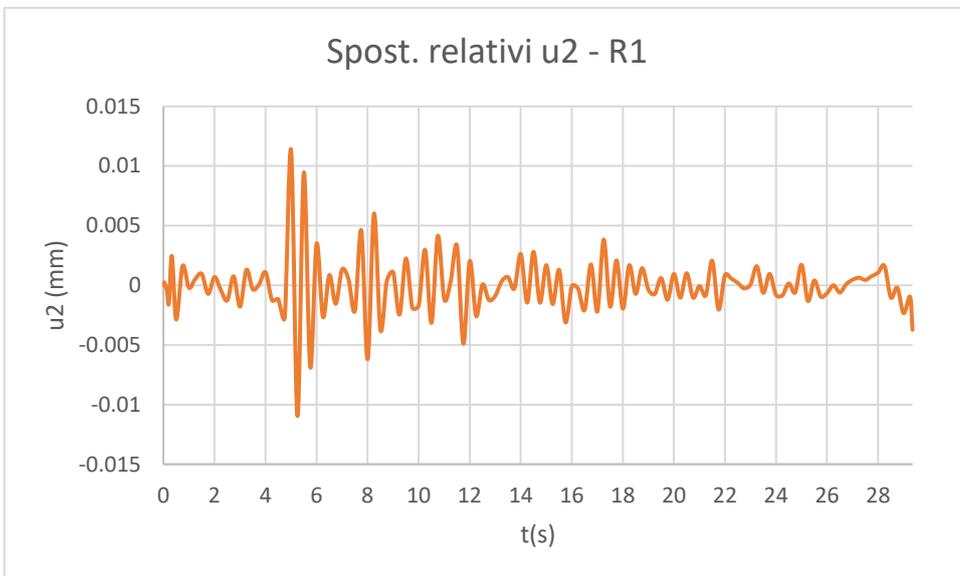
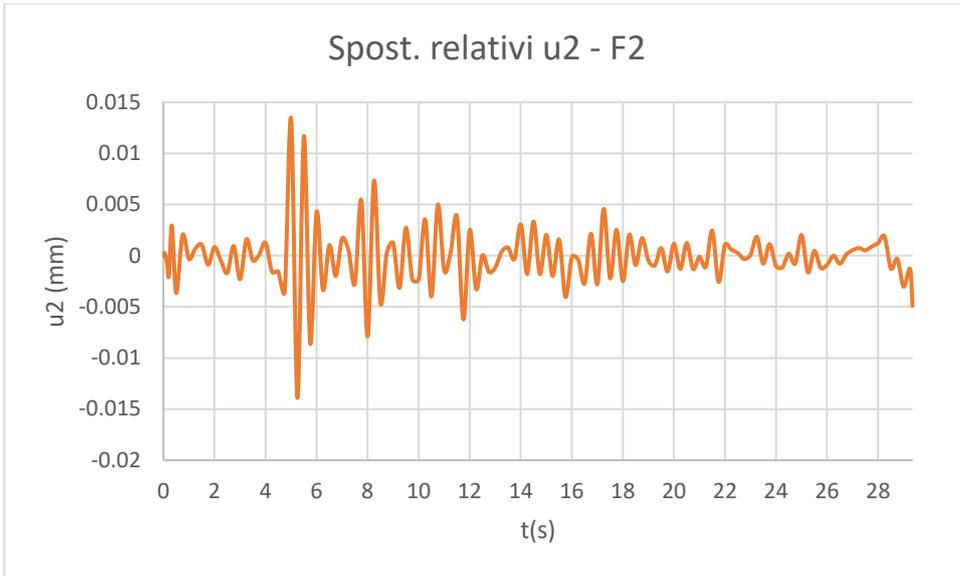
A3.2.2.5 Time history REC5, ID 140

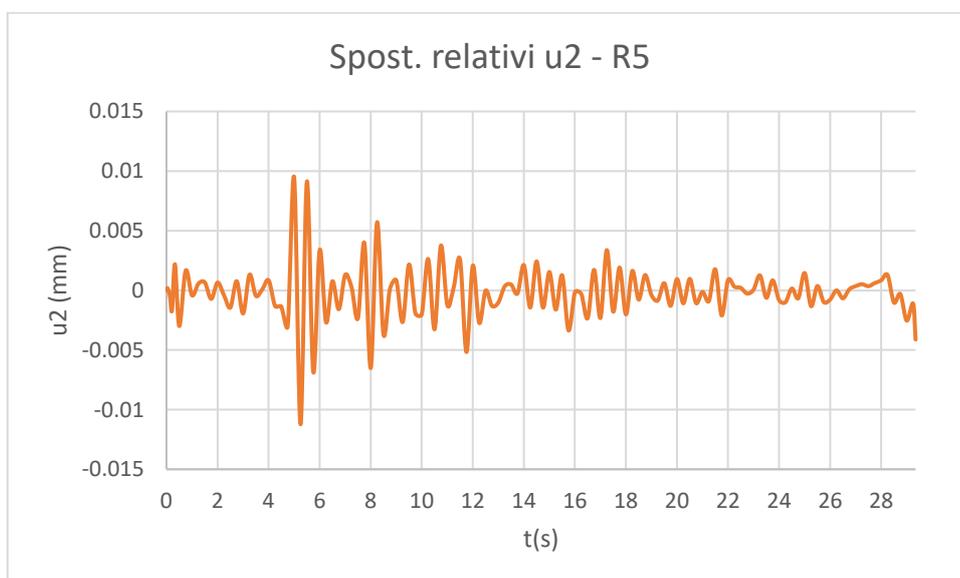
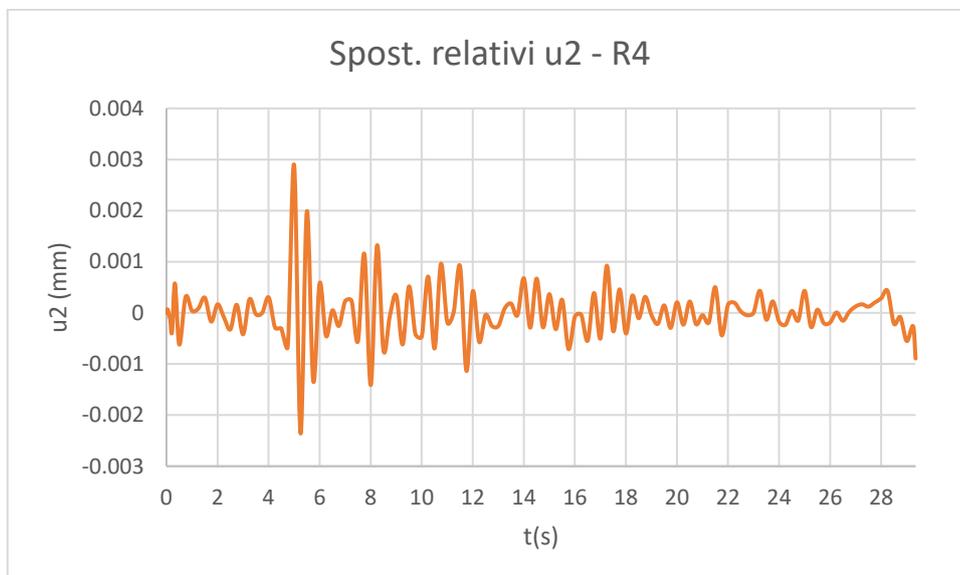
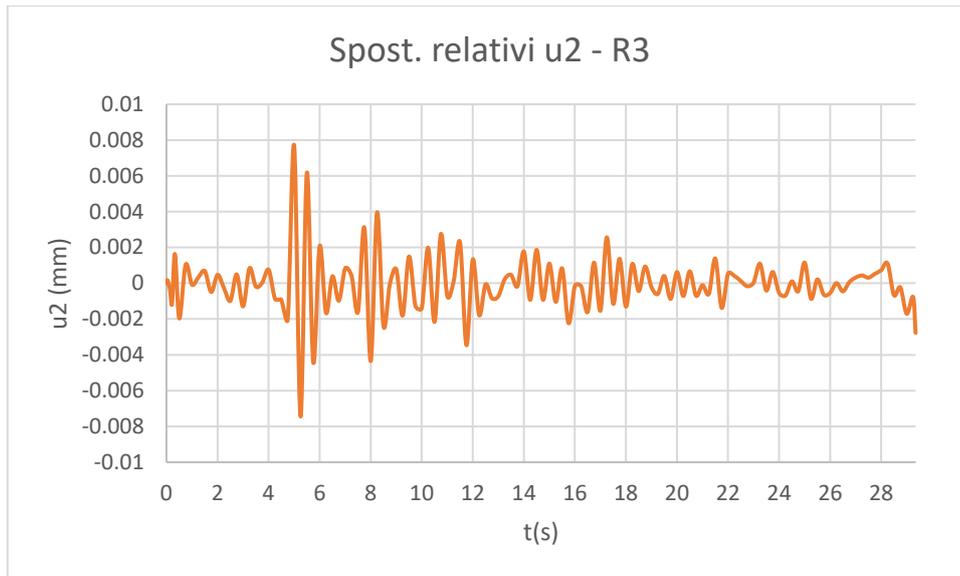


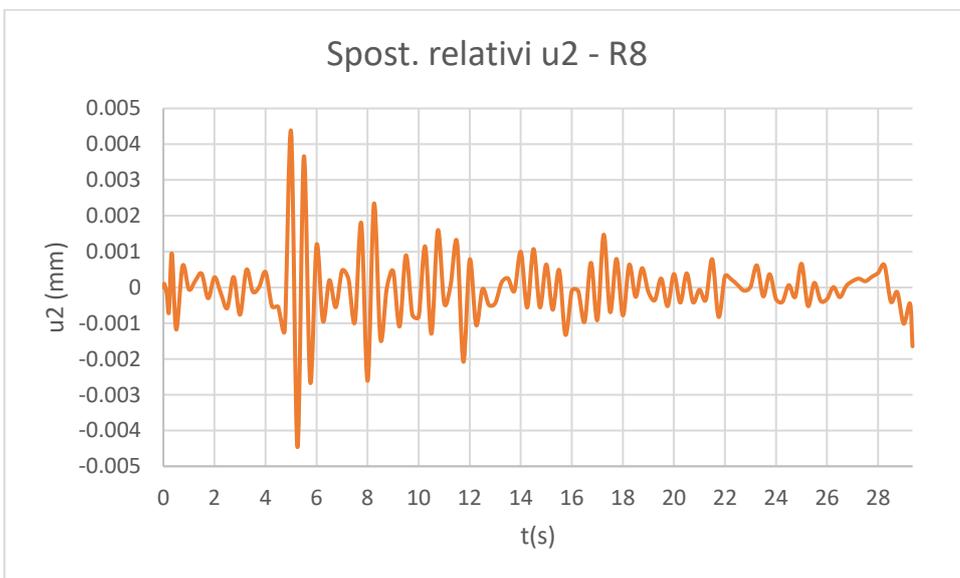
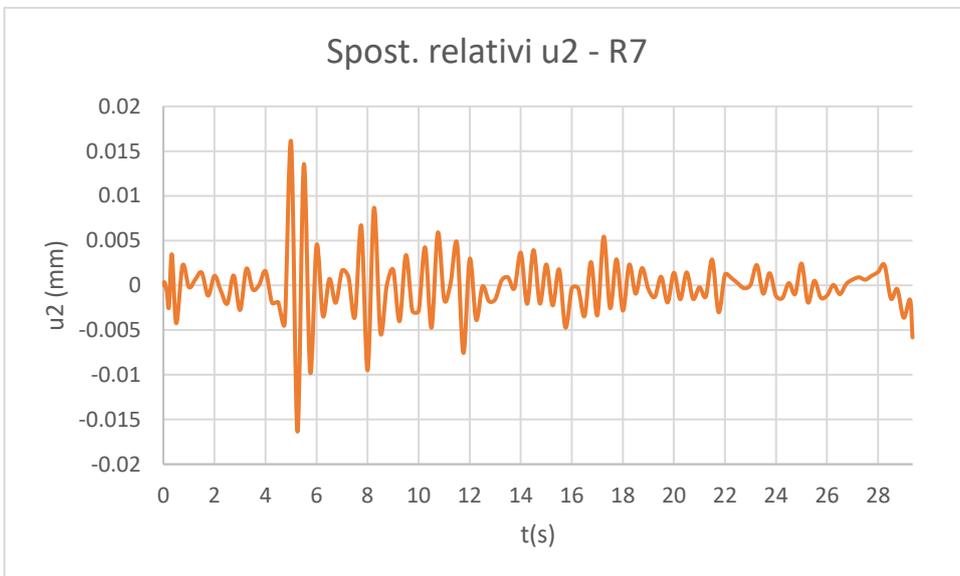
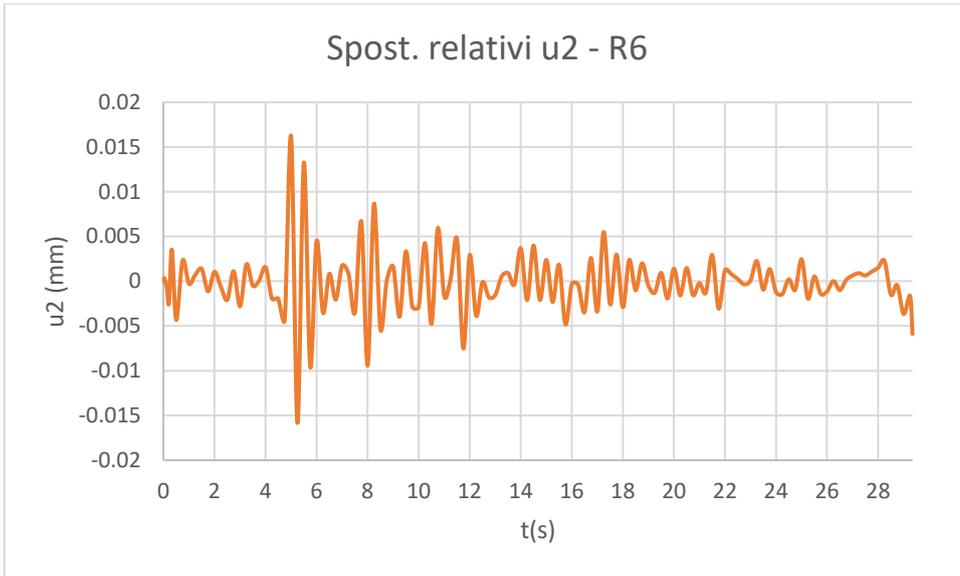


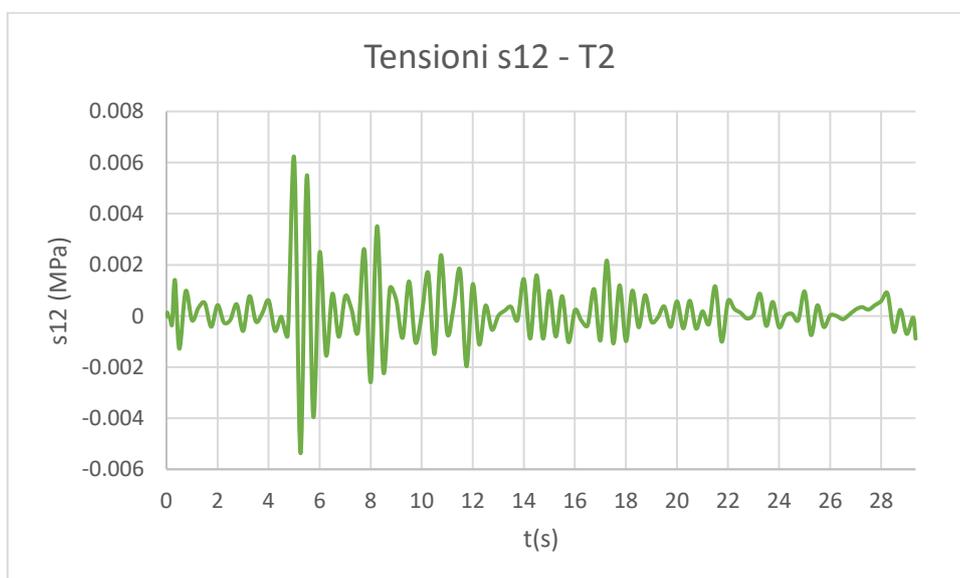
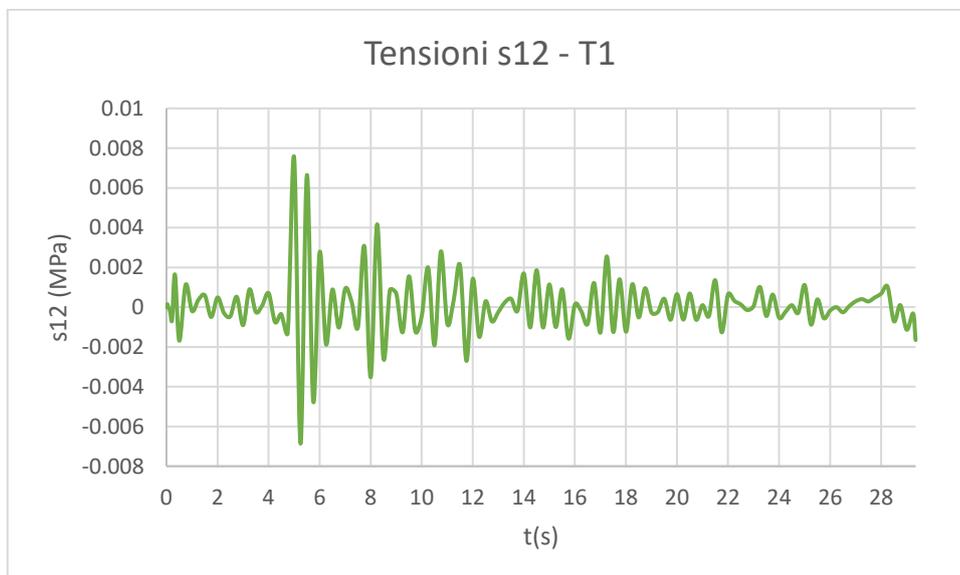
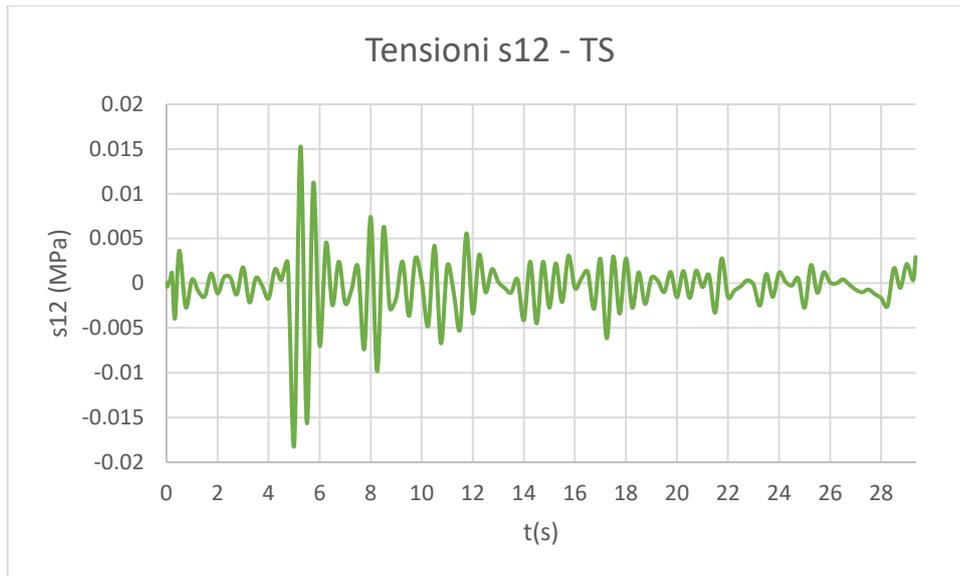


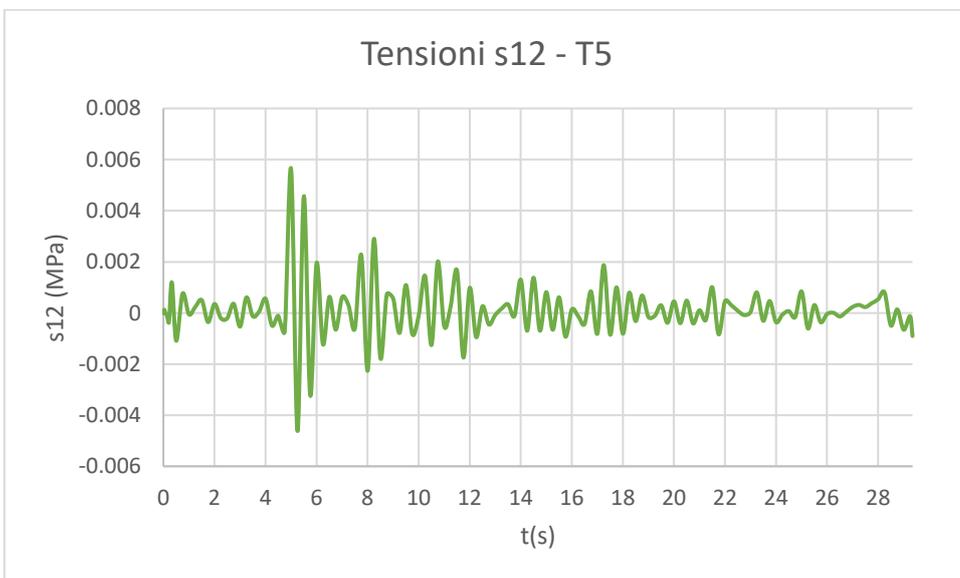
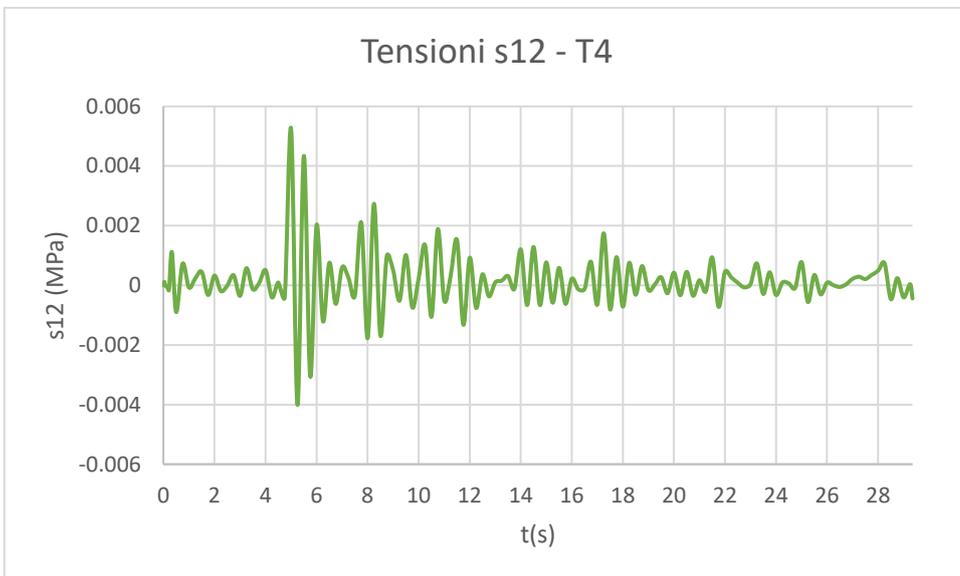
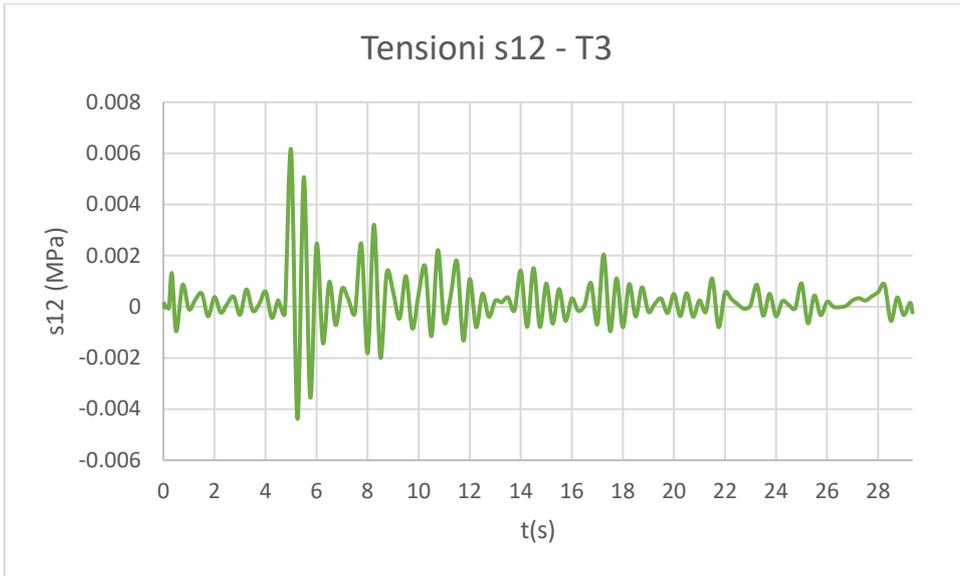


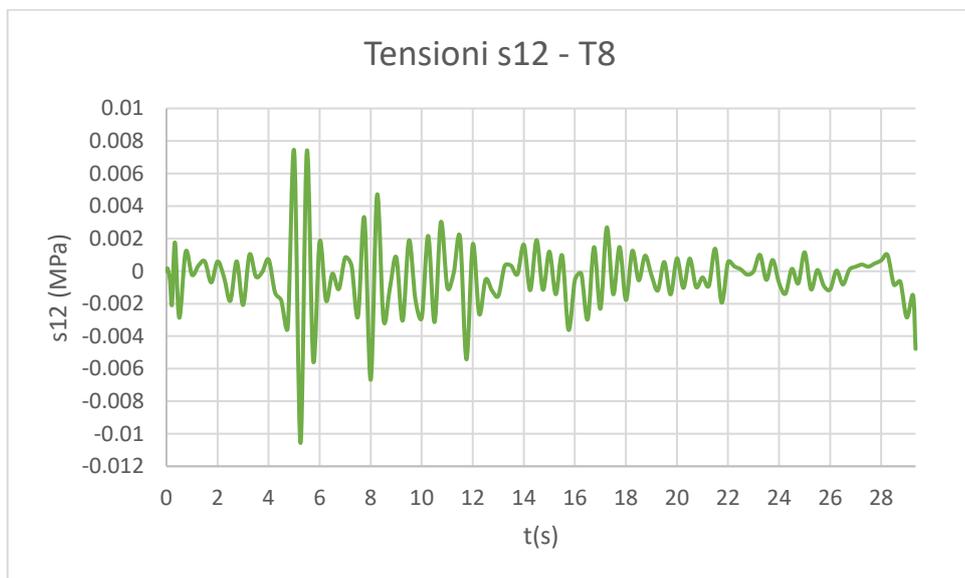
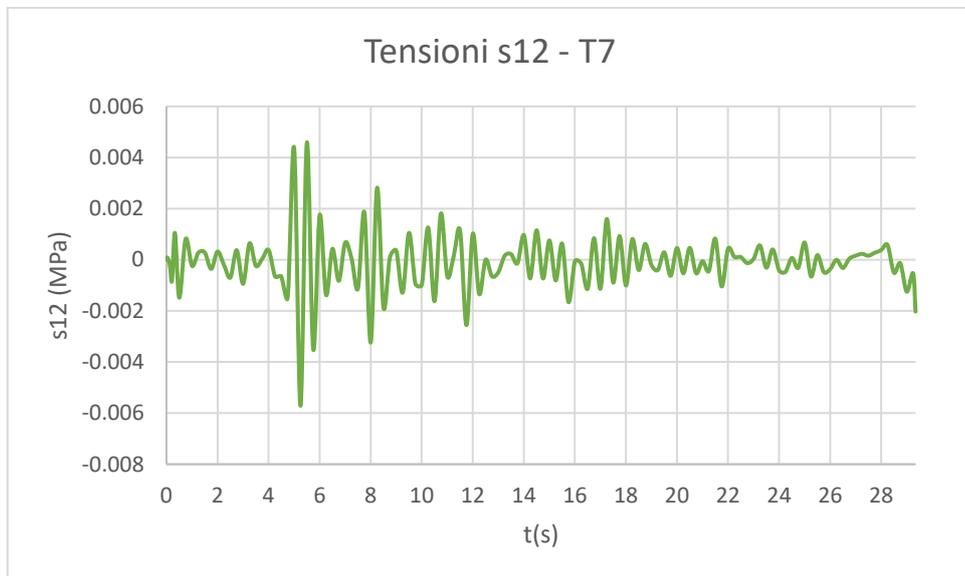
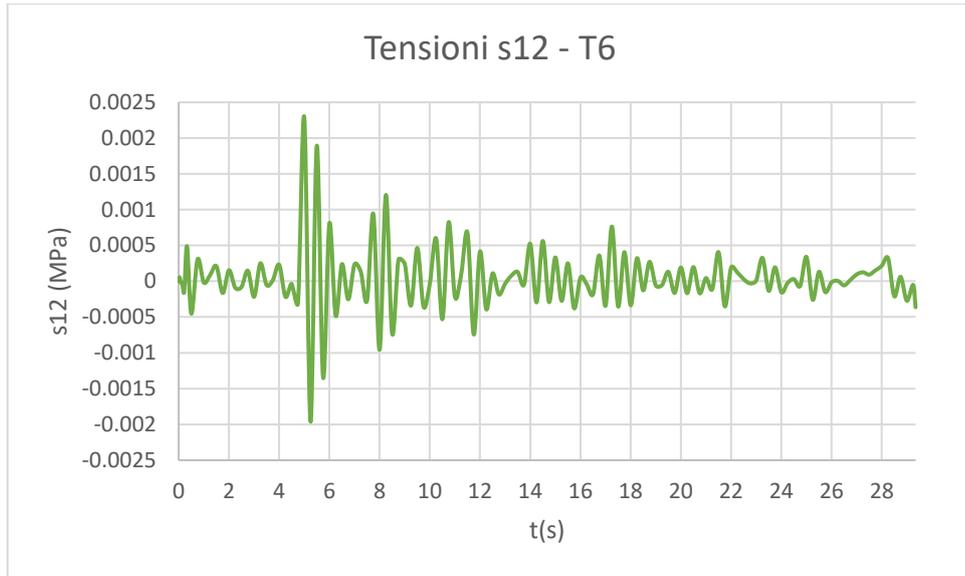




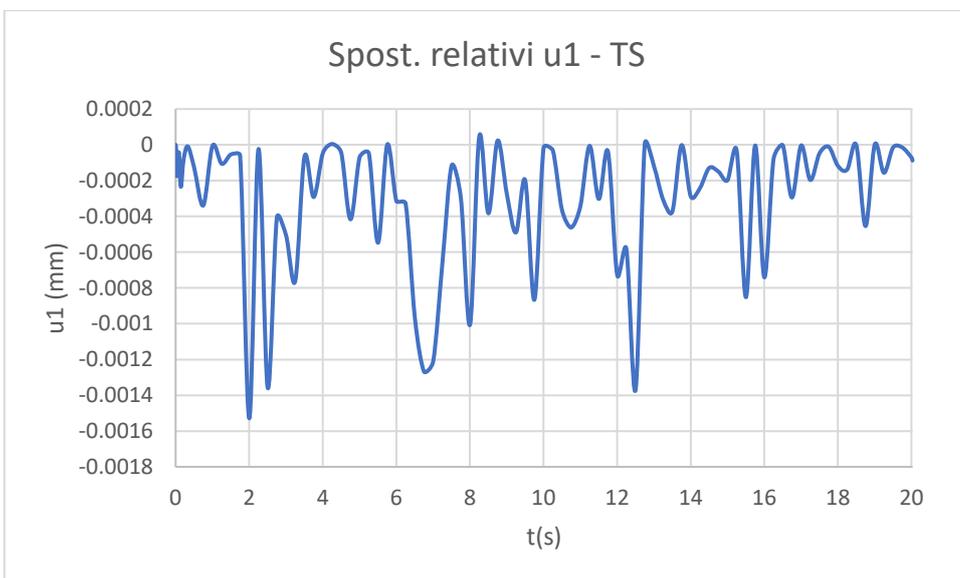
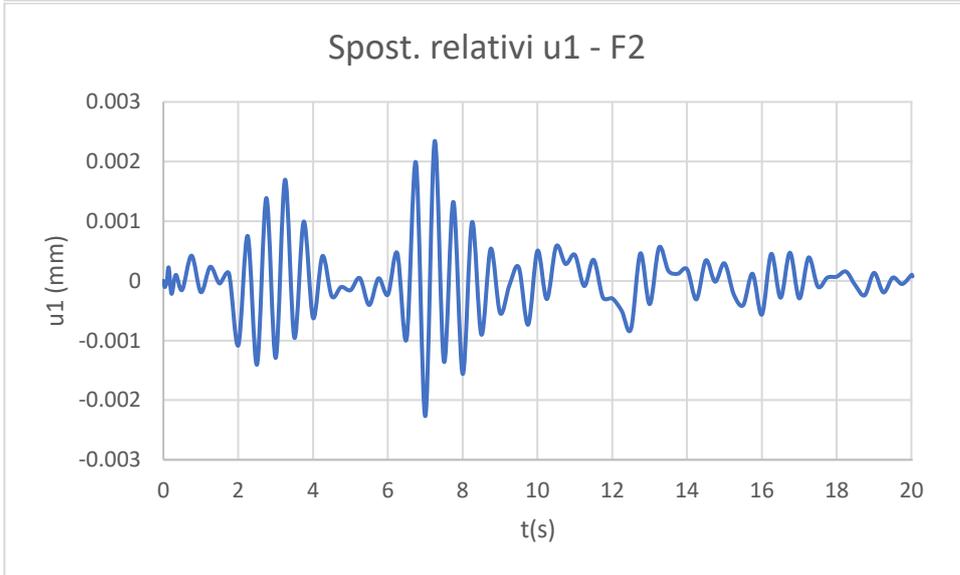
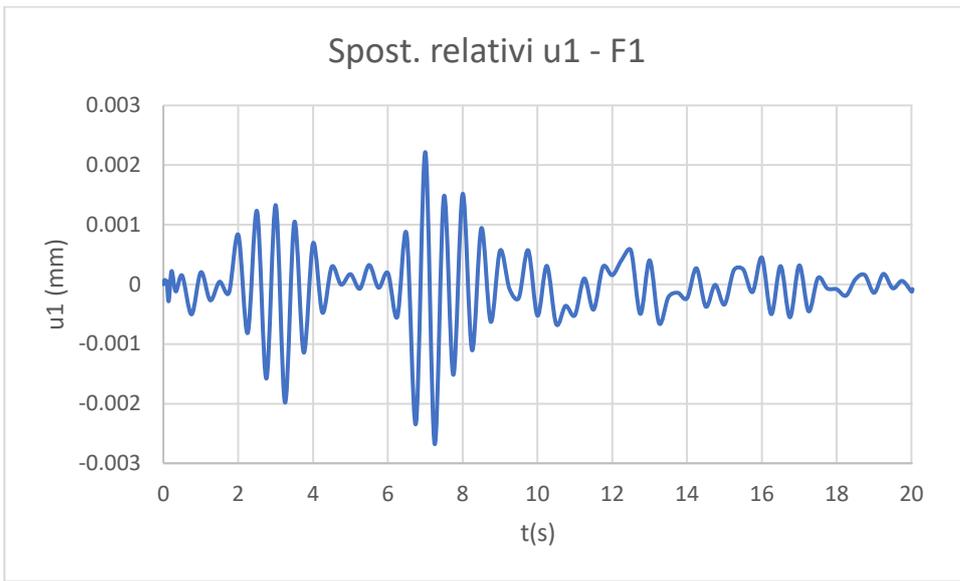


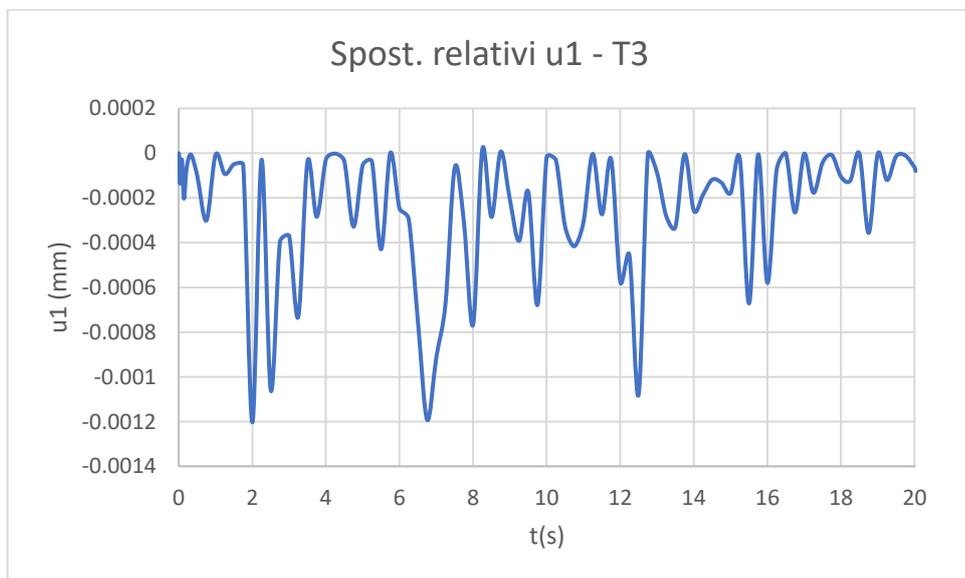
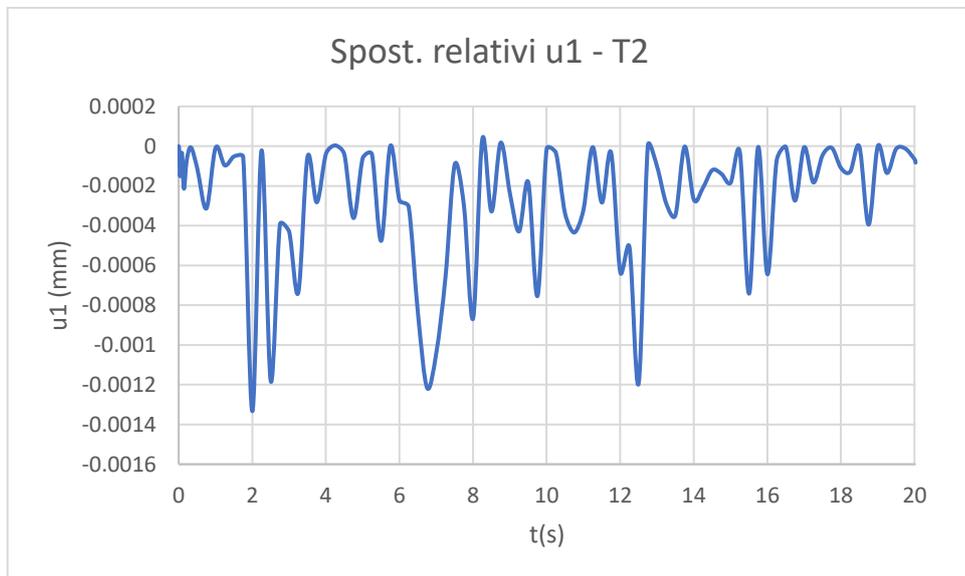
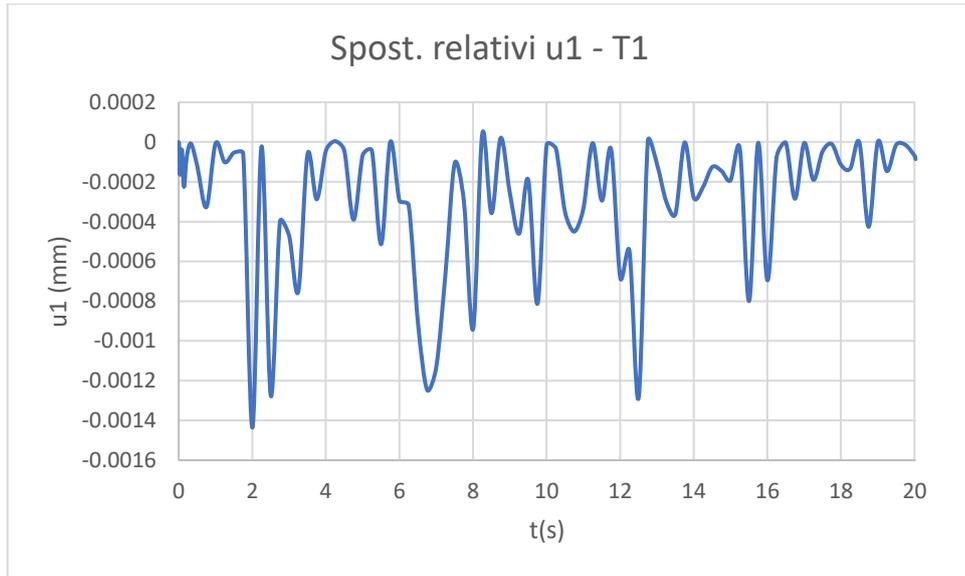


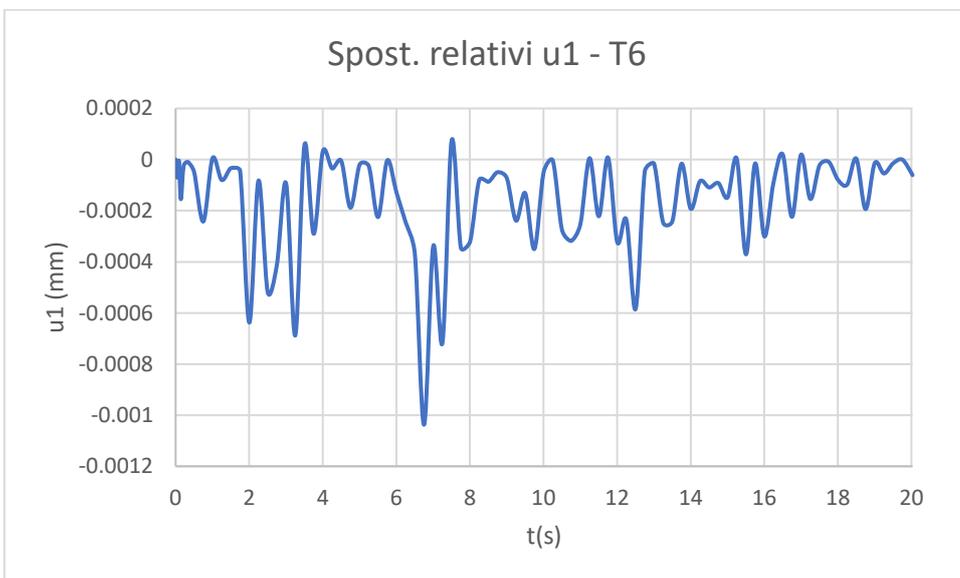
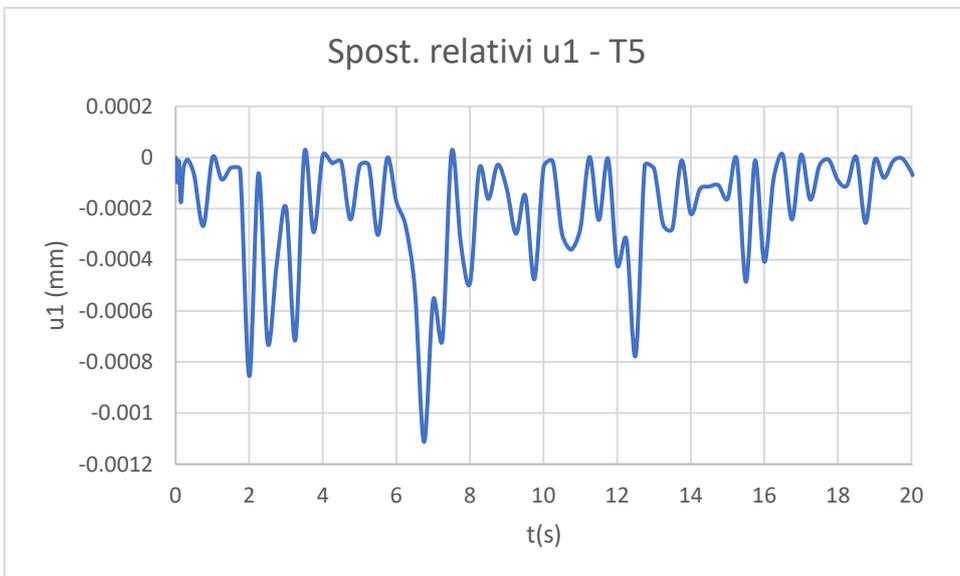
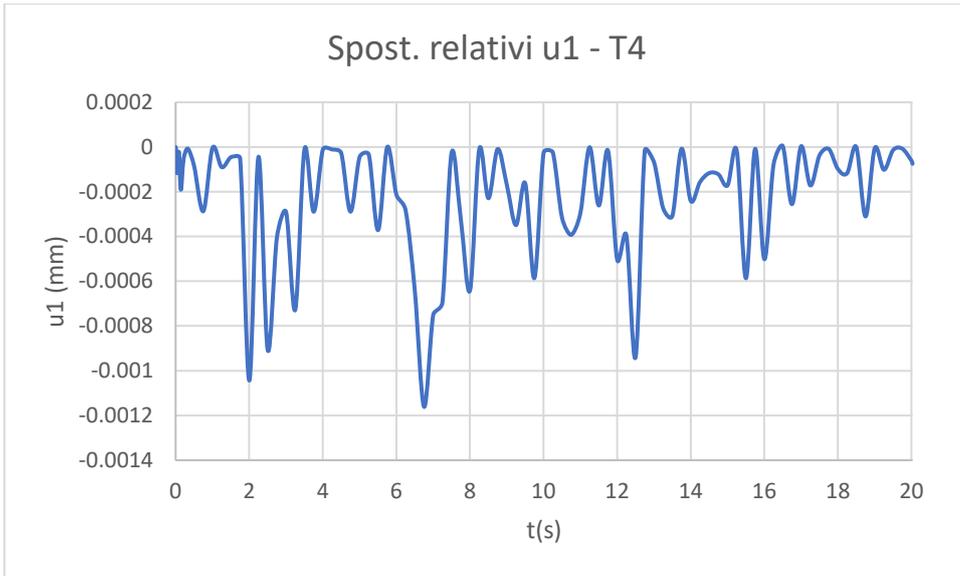


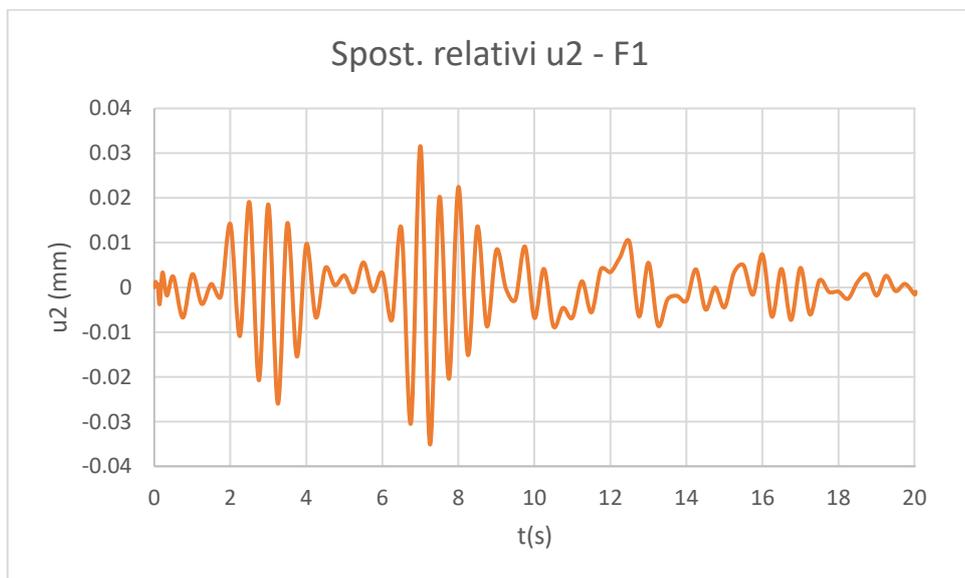
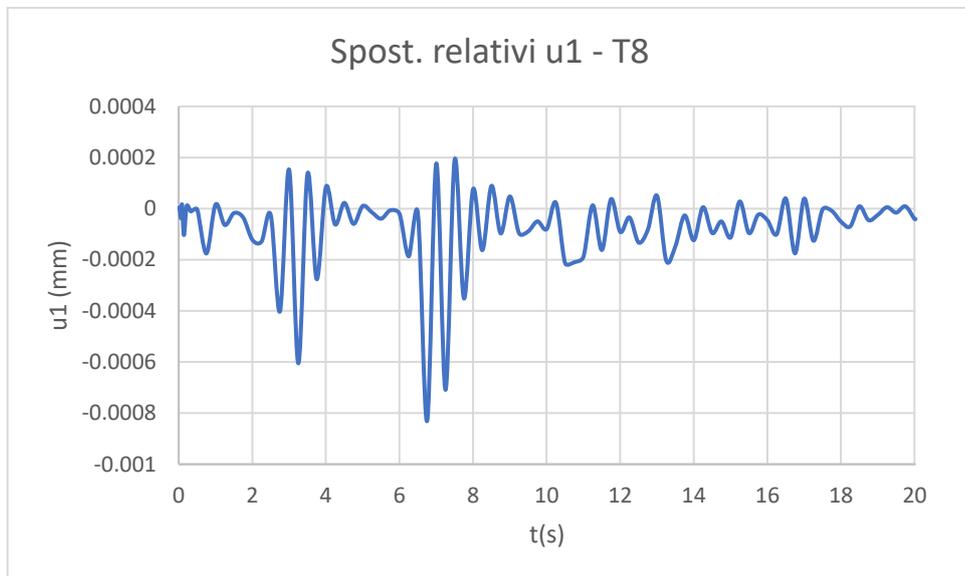
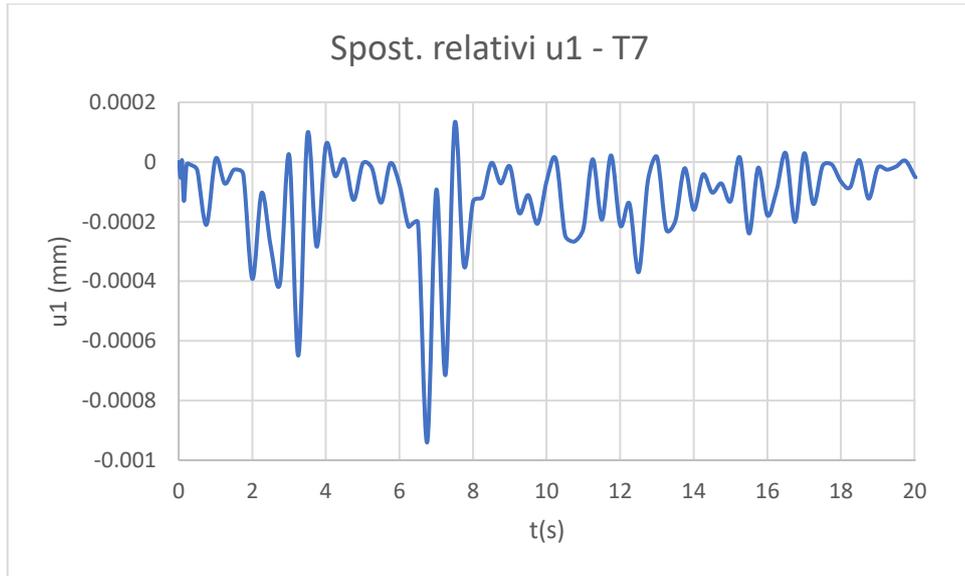


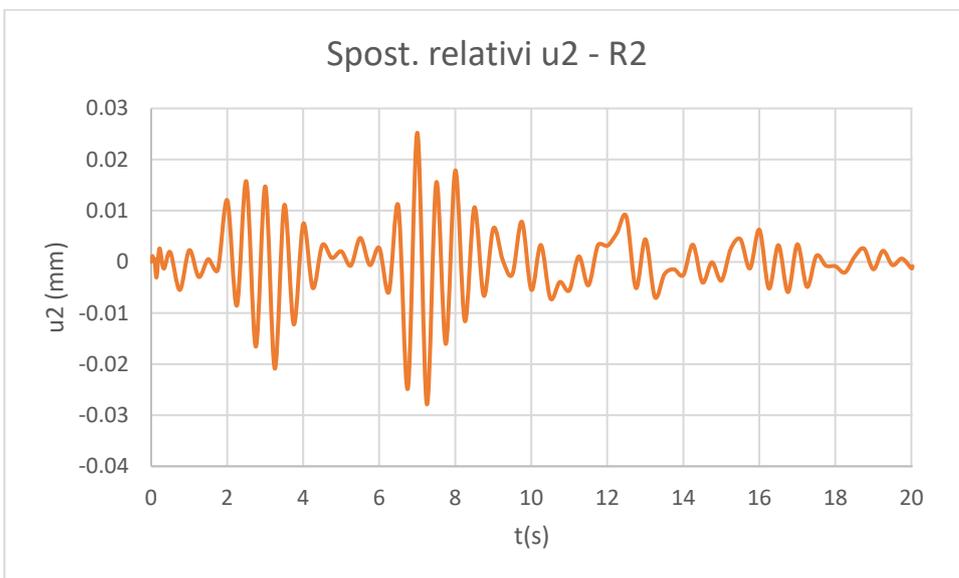
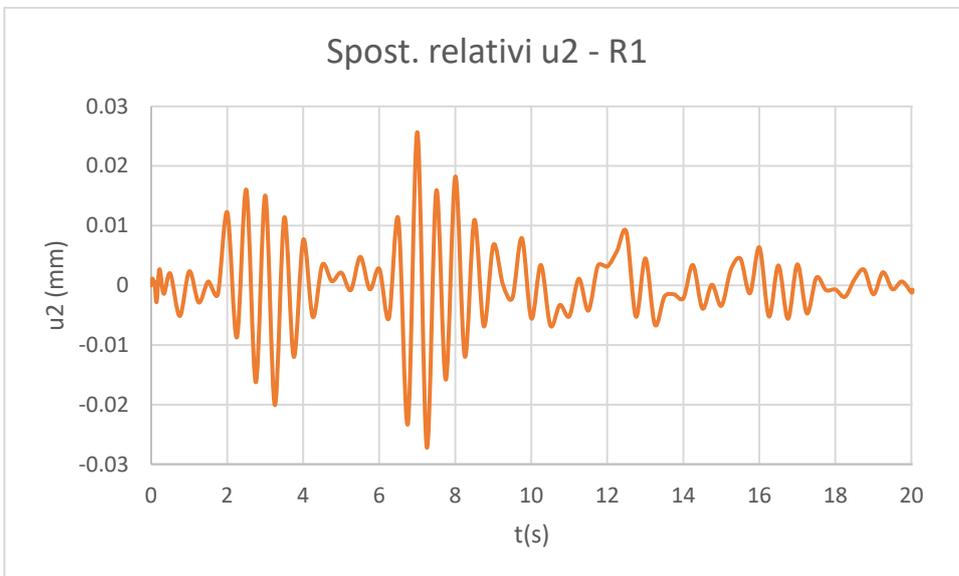
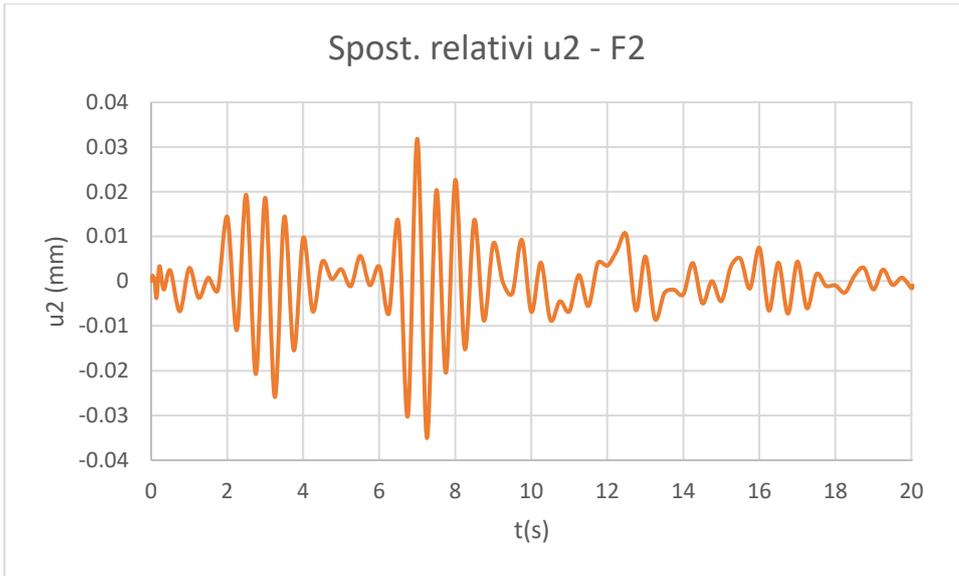
A3.2.2.6 Time history REC6, ID 467

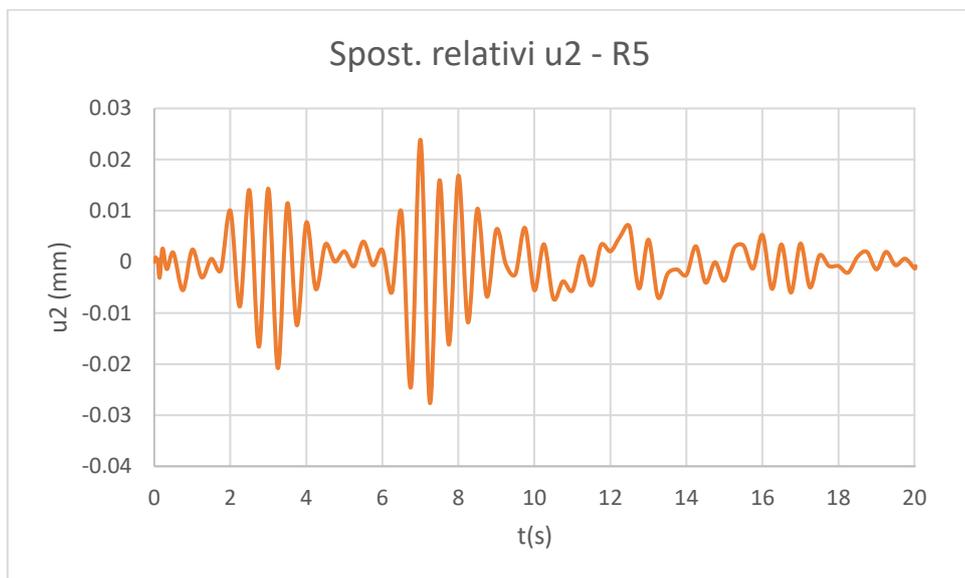
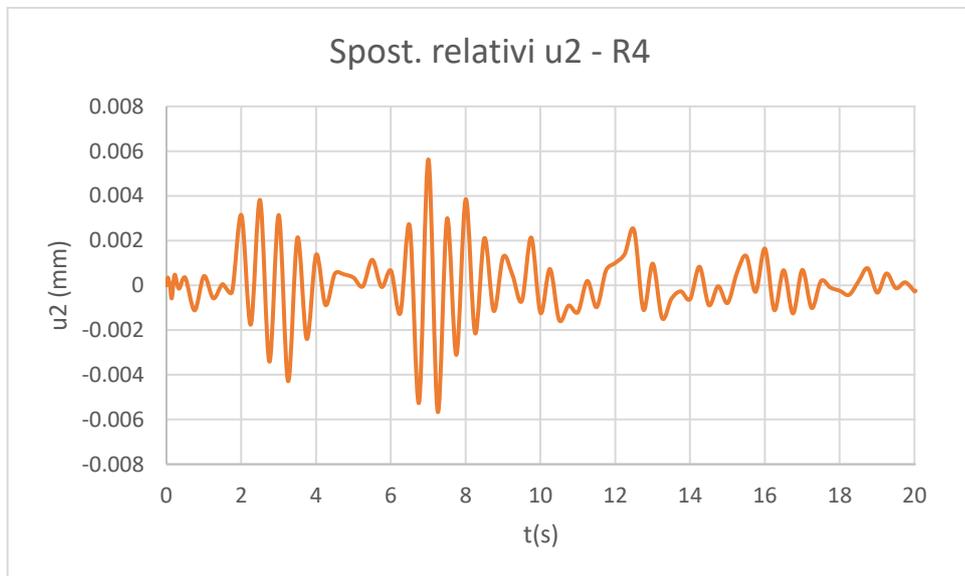
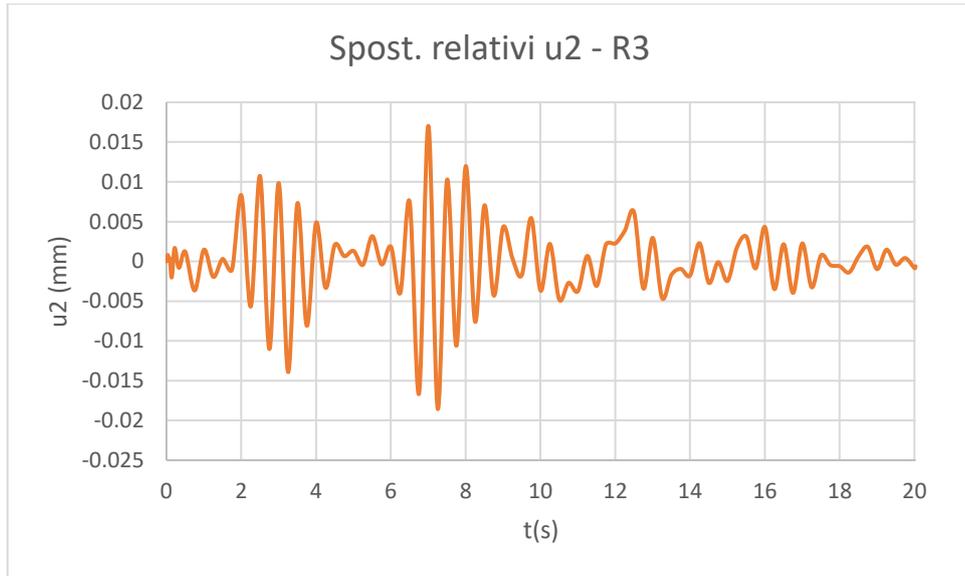


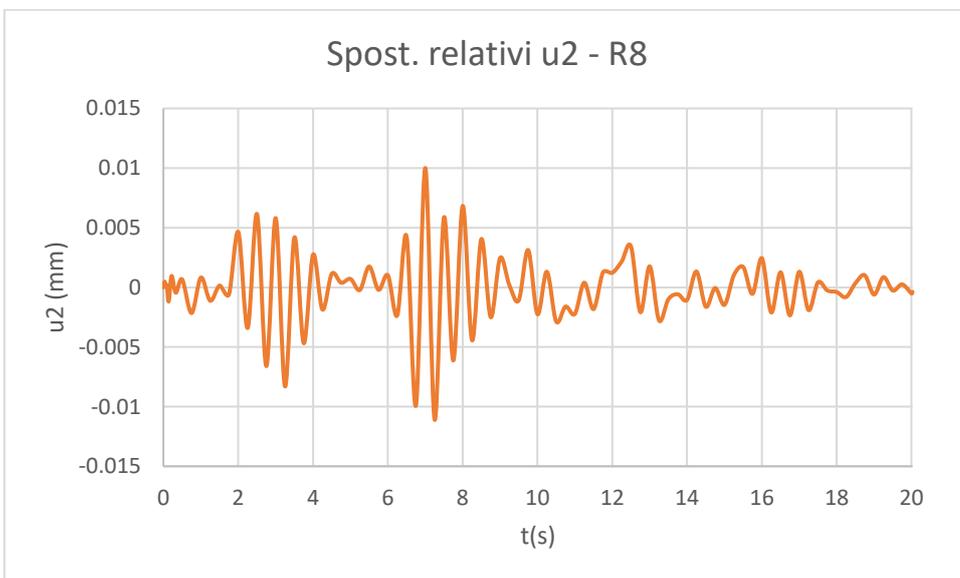
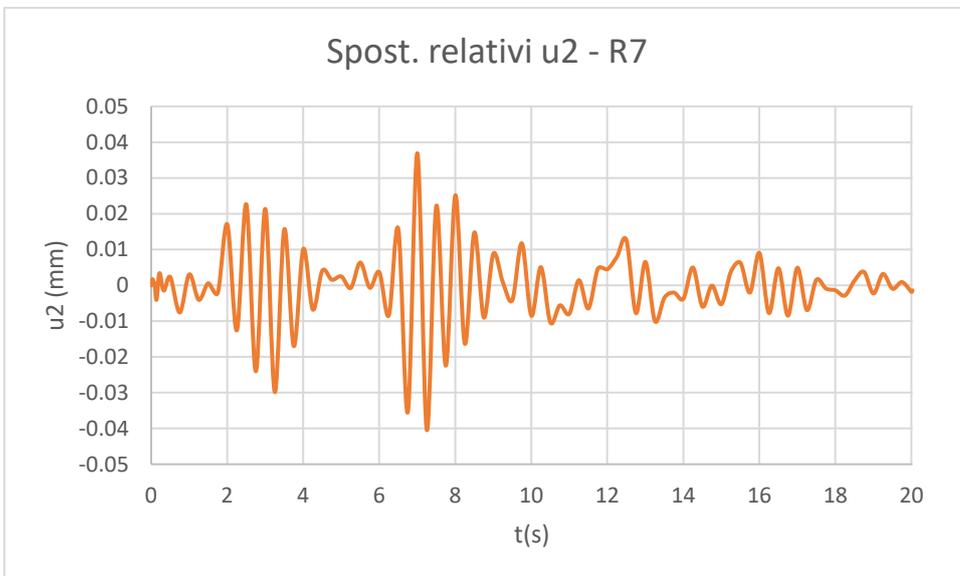
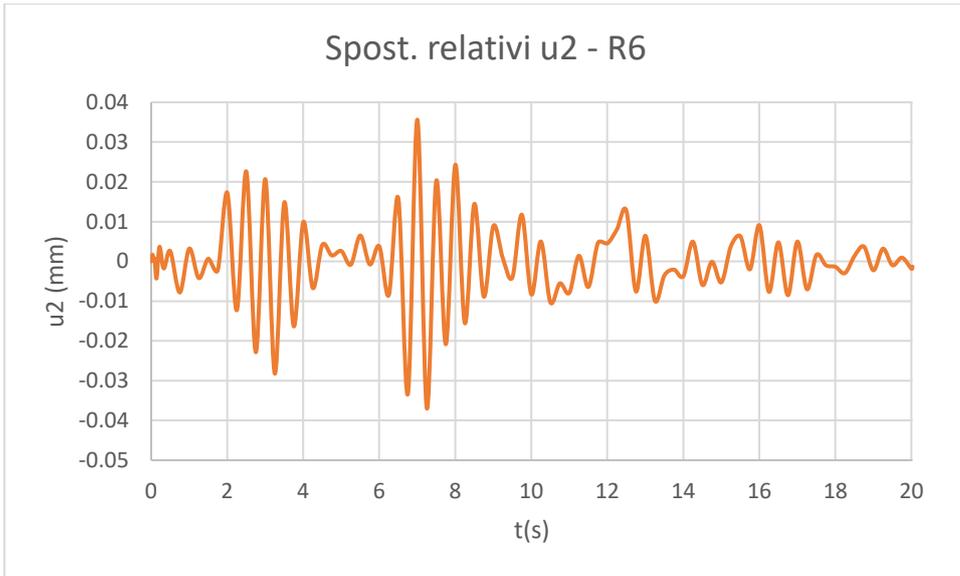


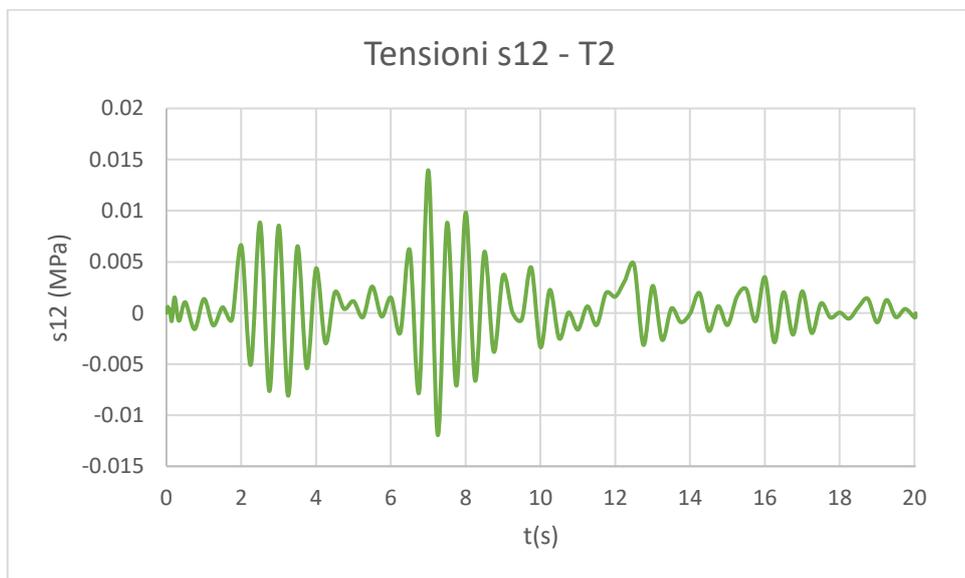
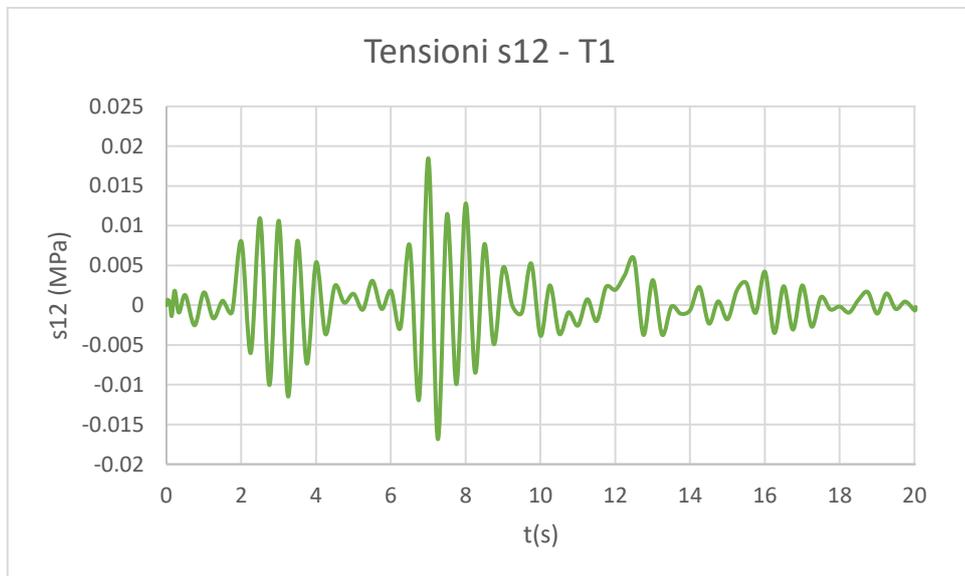
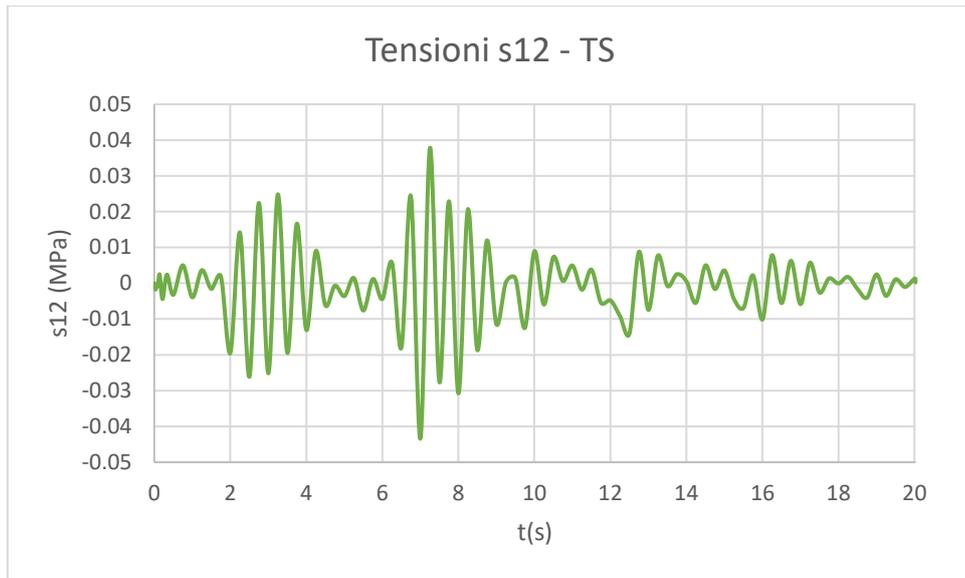


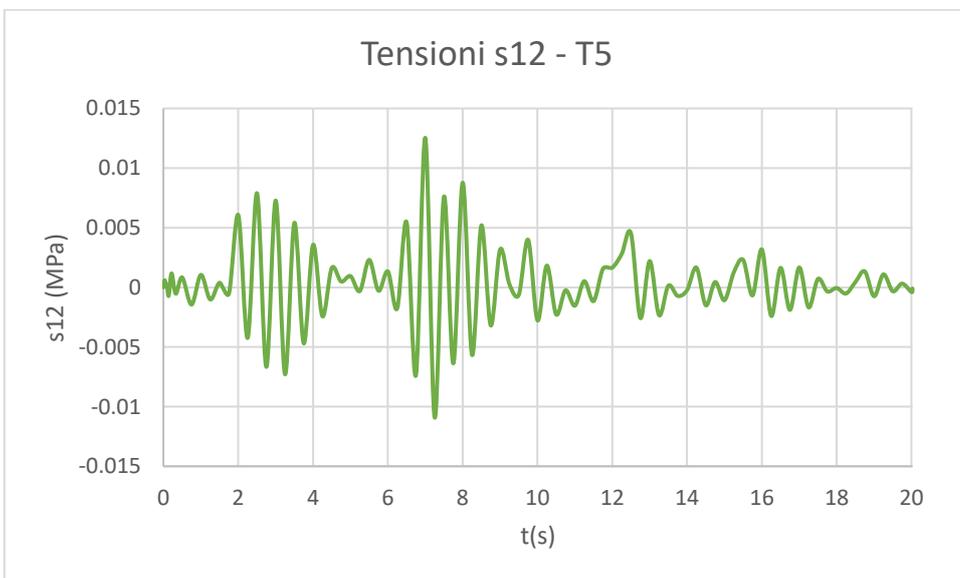
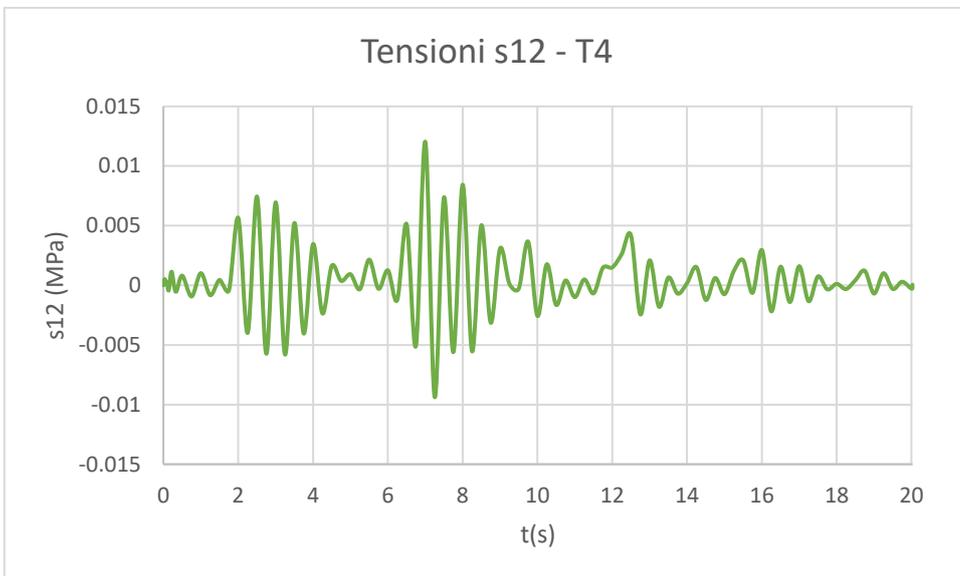
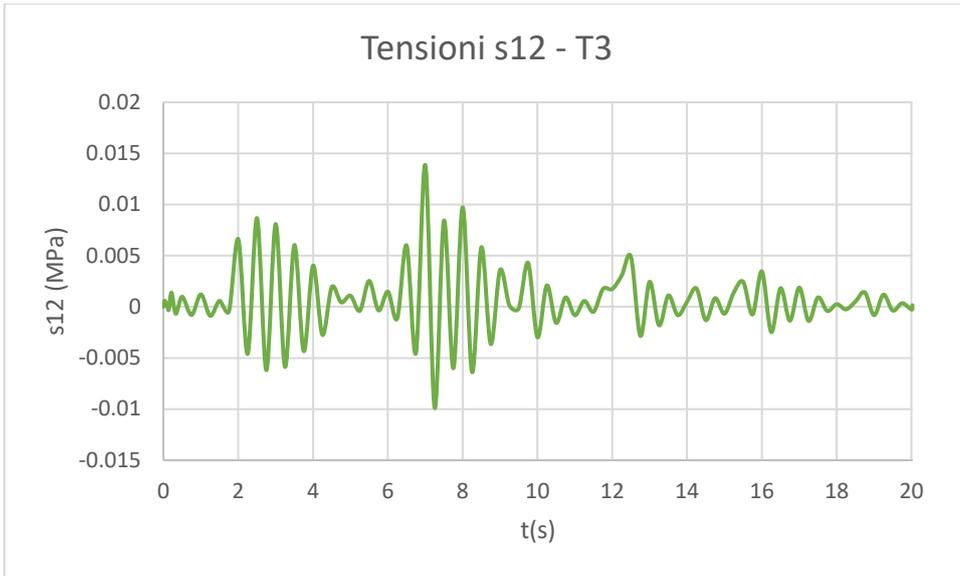


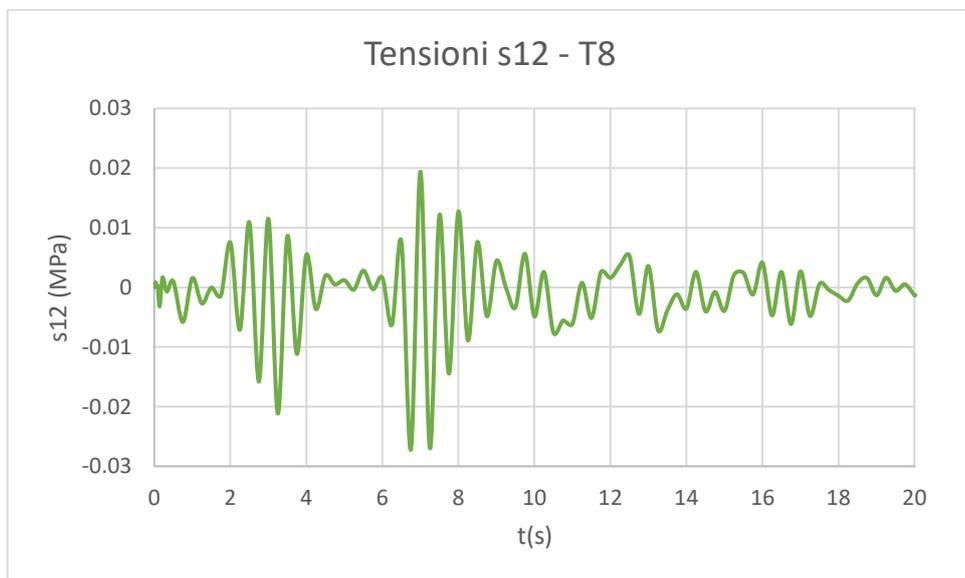
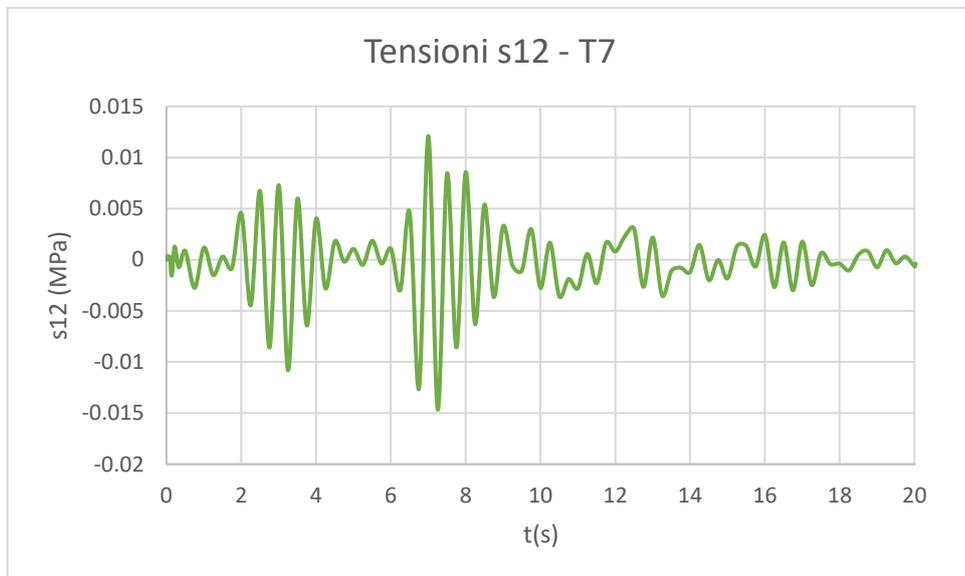
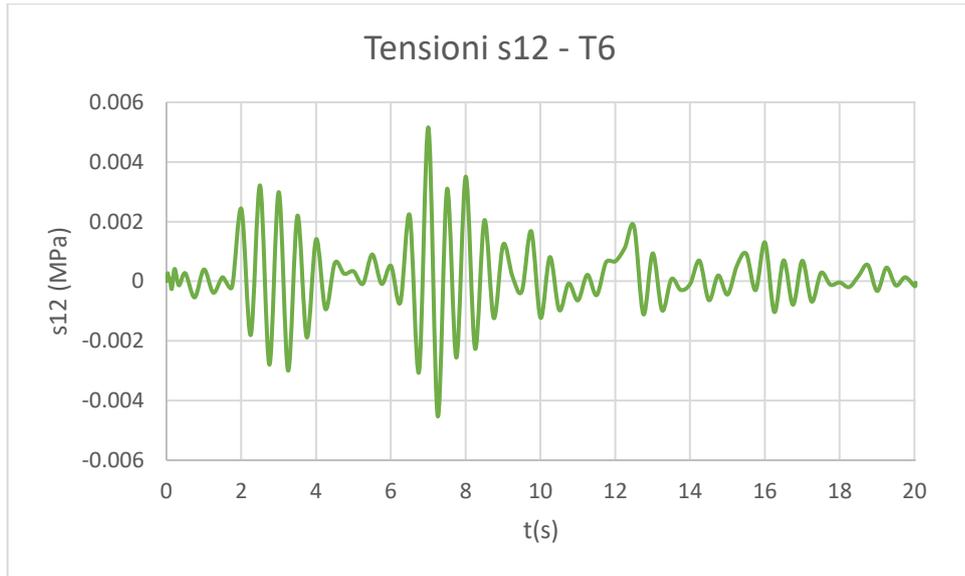




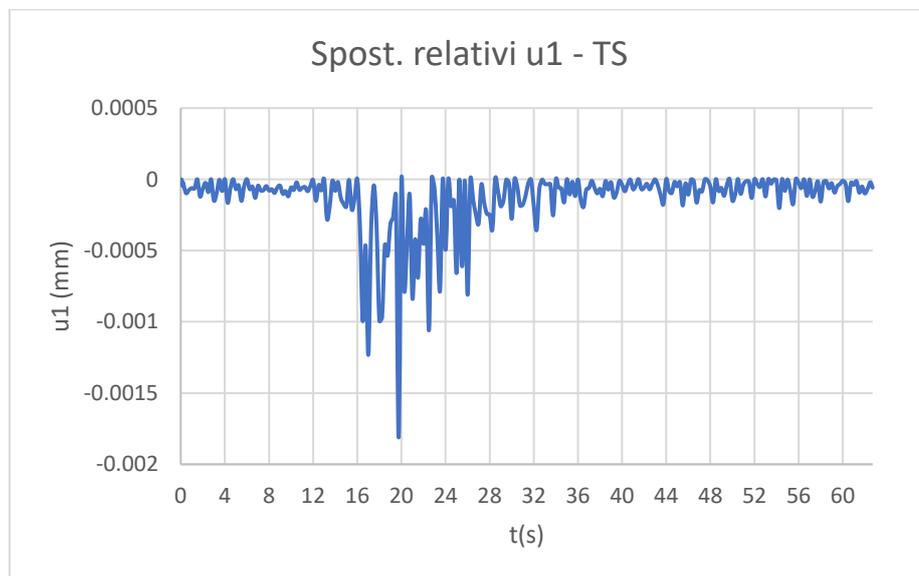
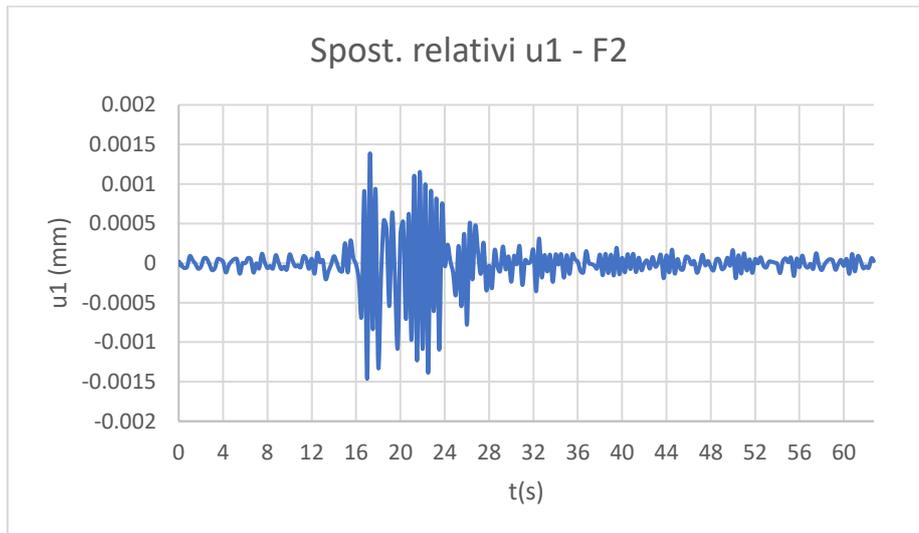
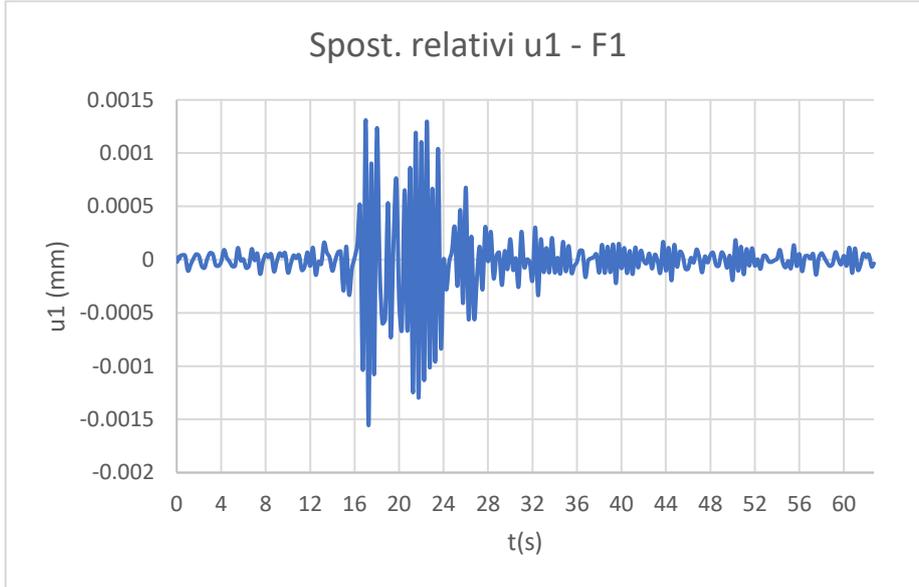


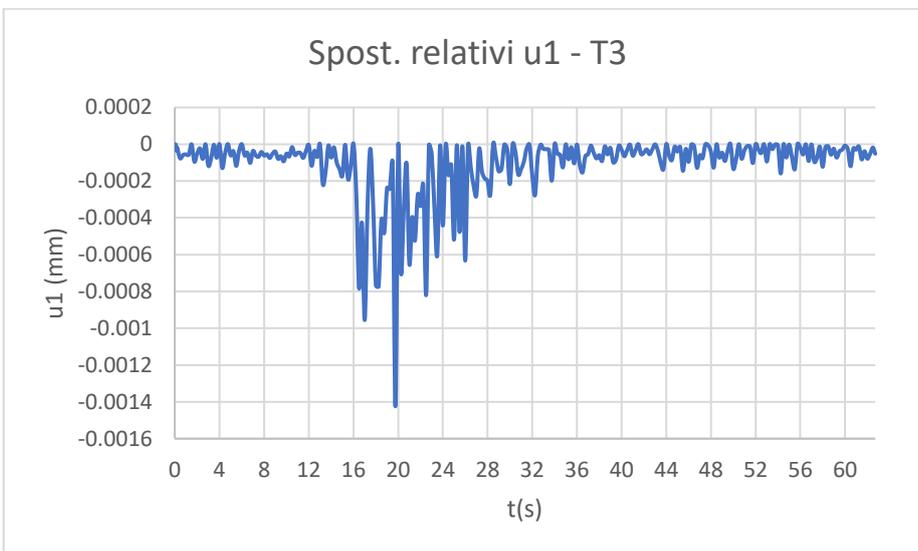
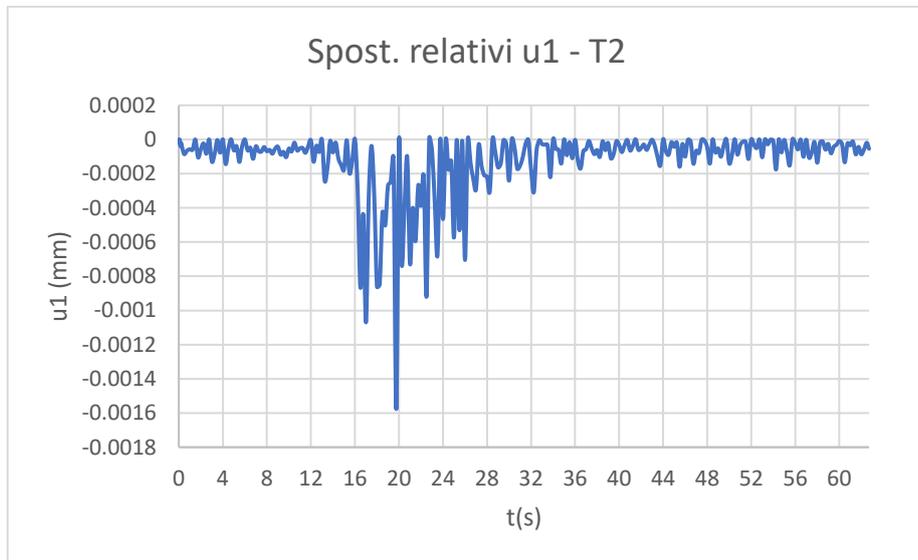
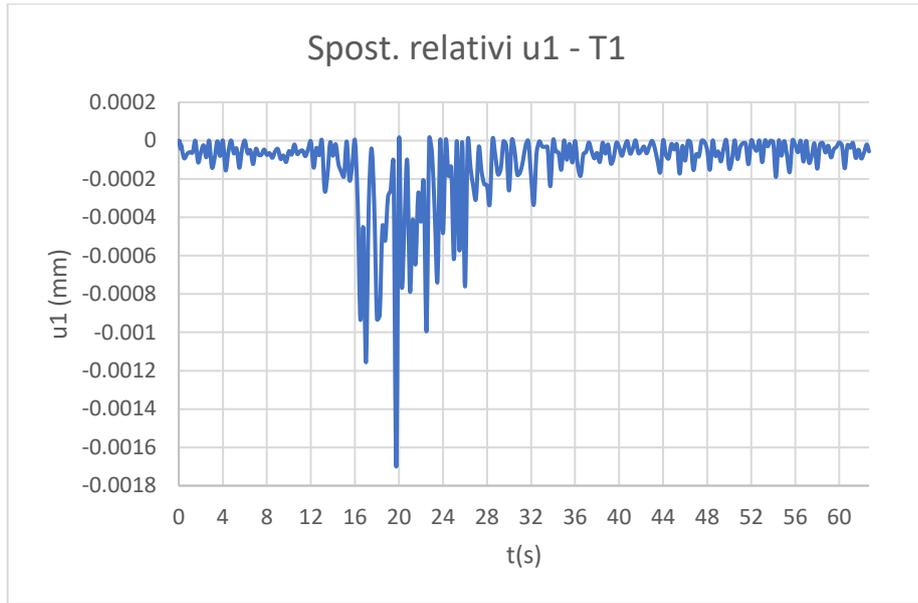


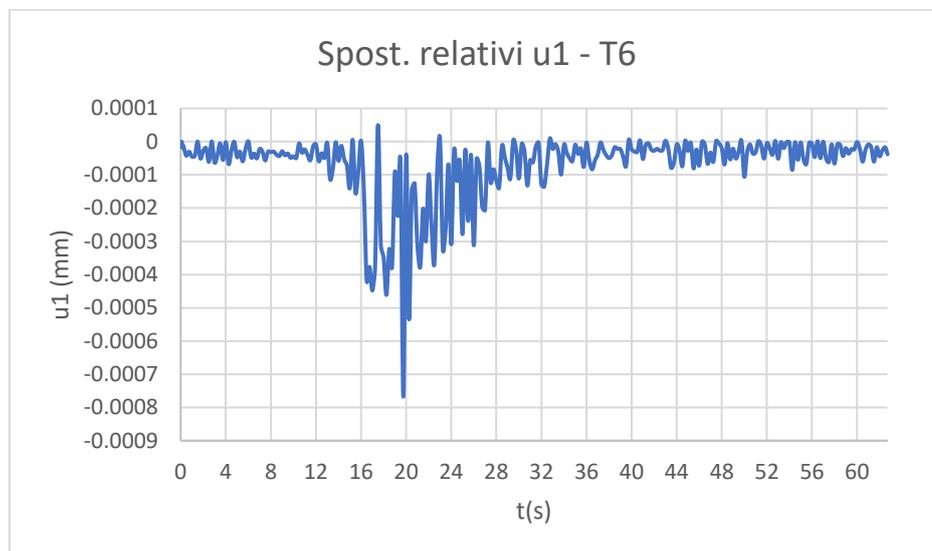
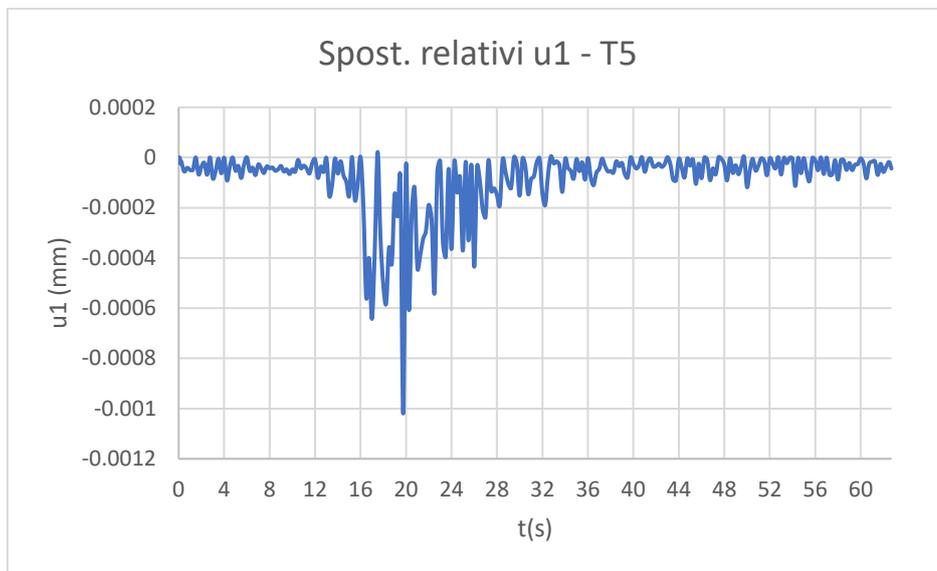
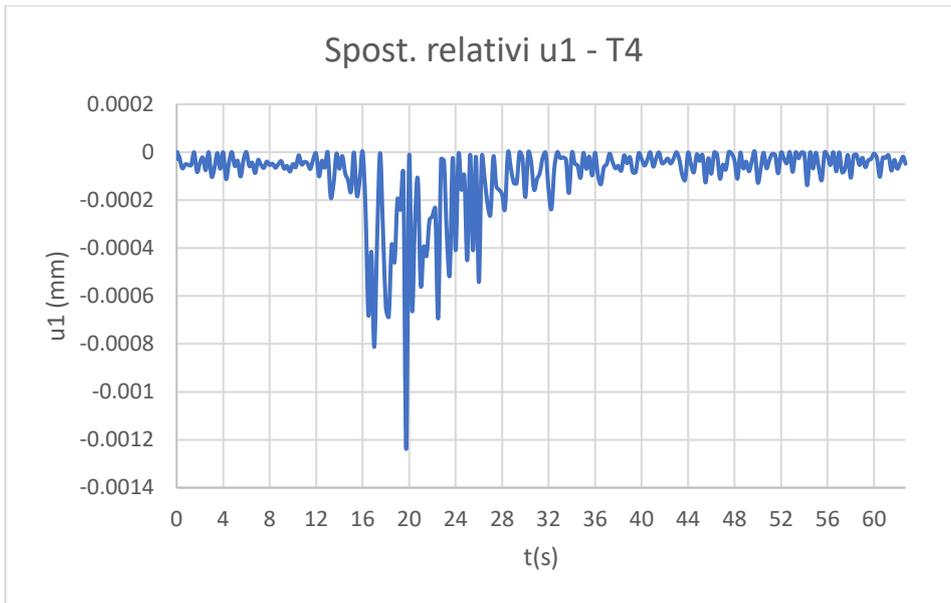


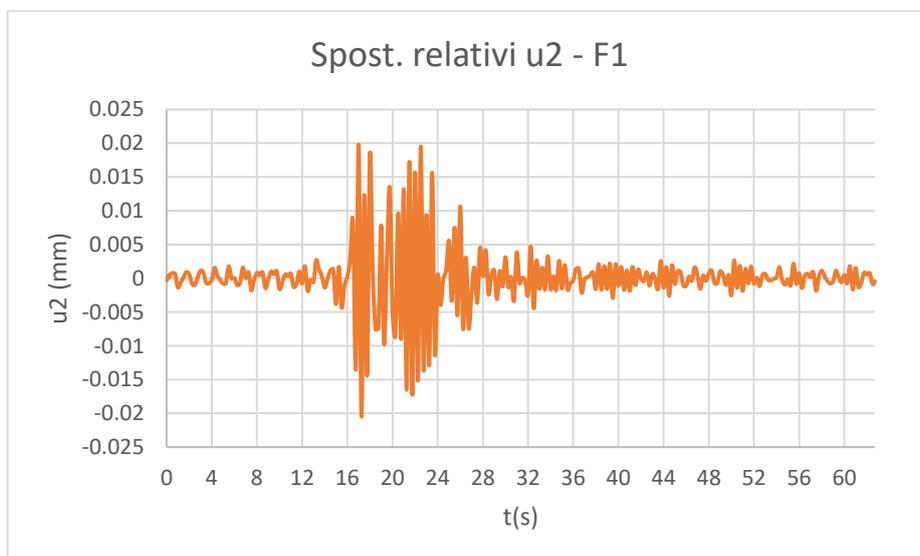
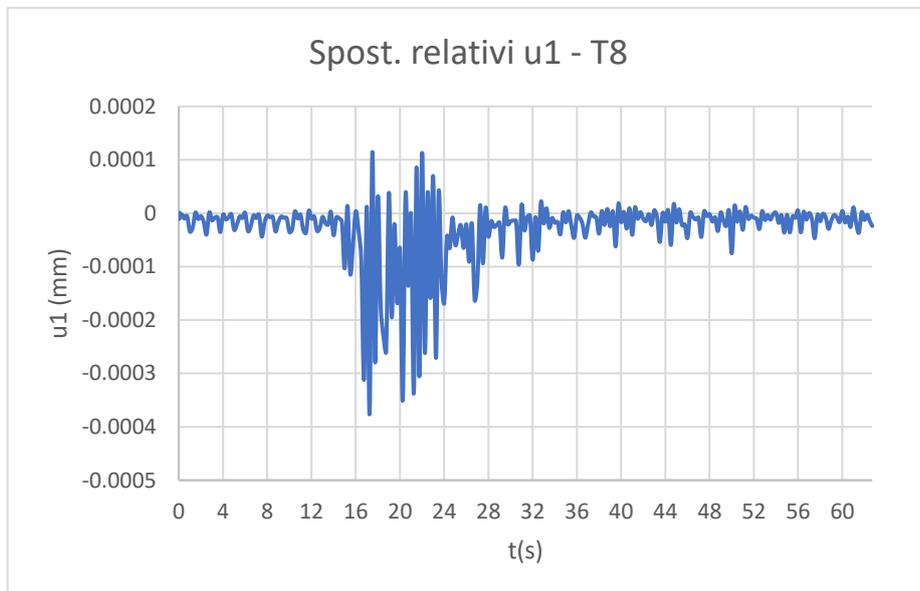
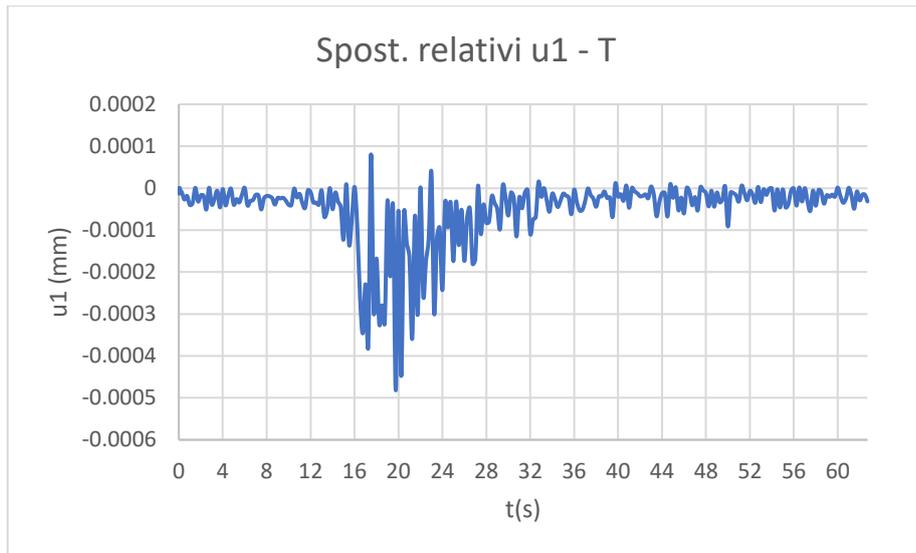


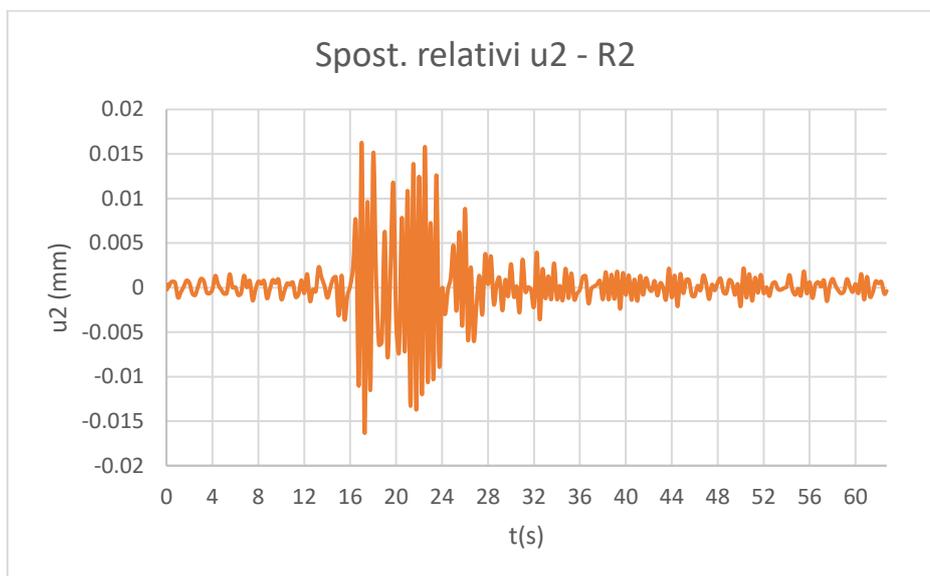
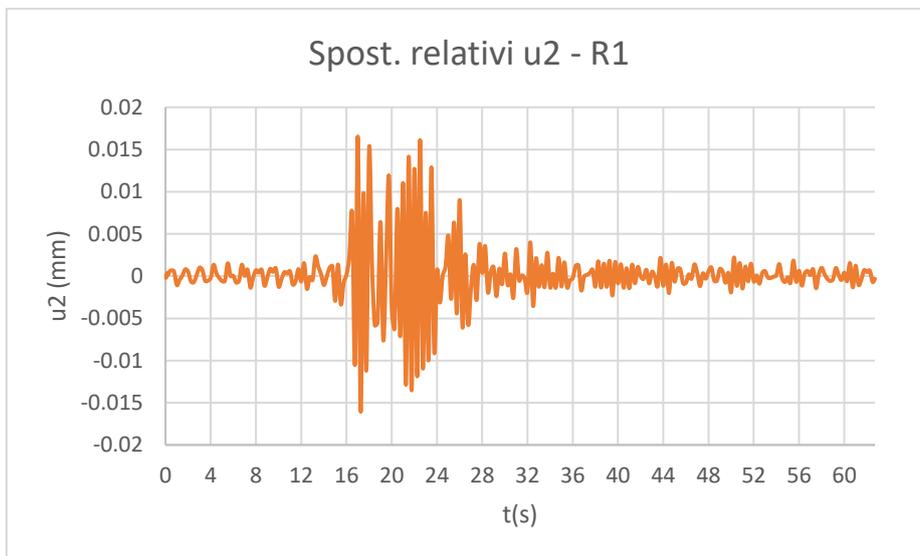
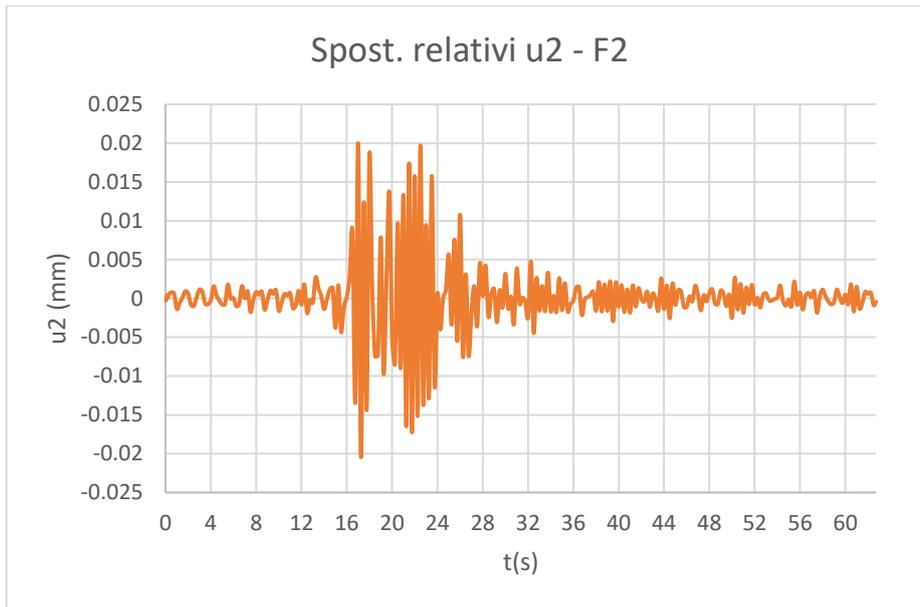
A3.2.2.7 Time history REC7, ID 5151

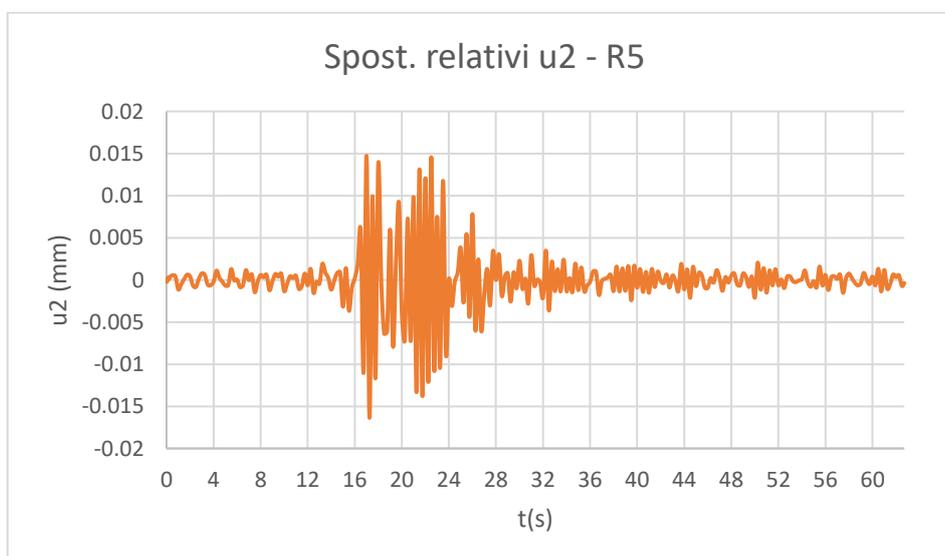
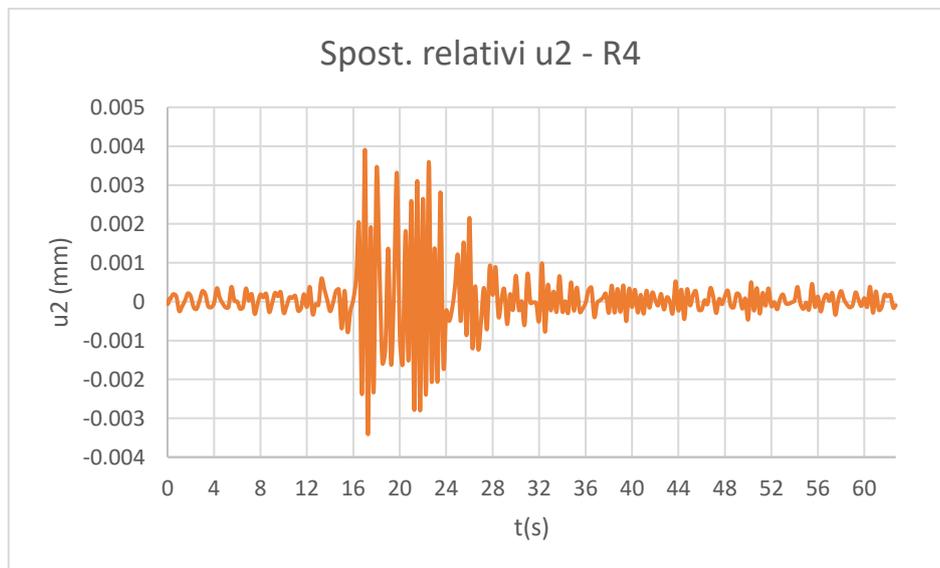
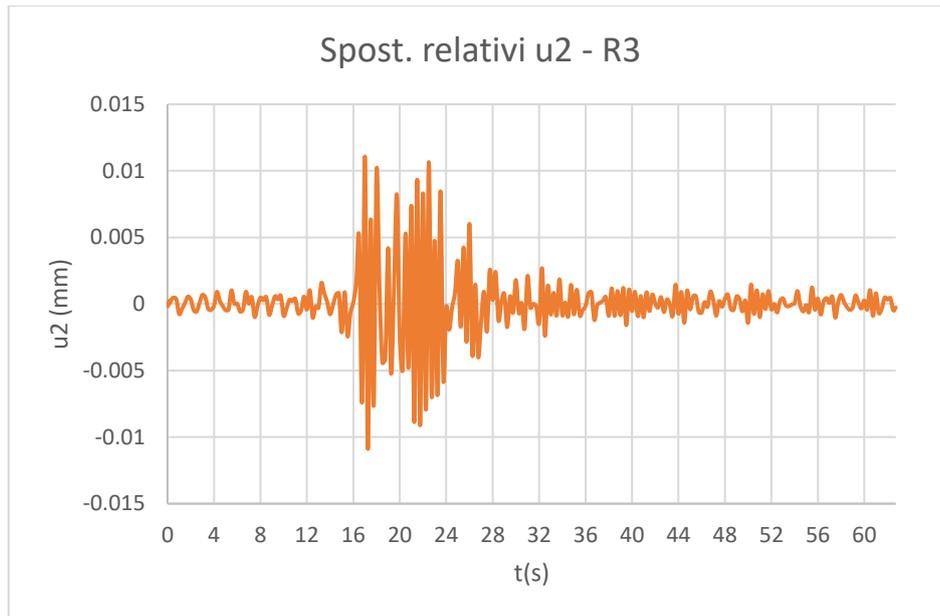


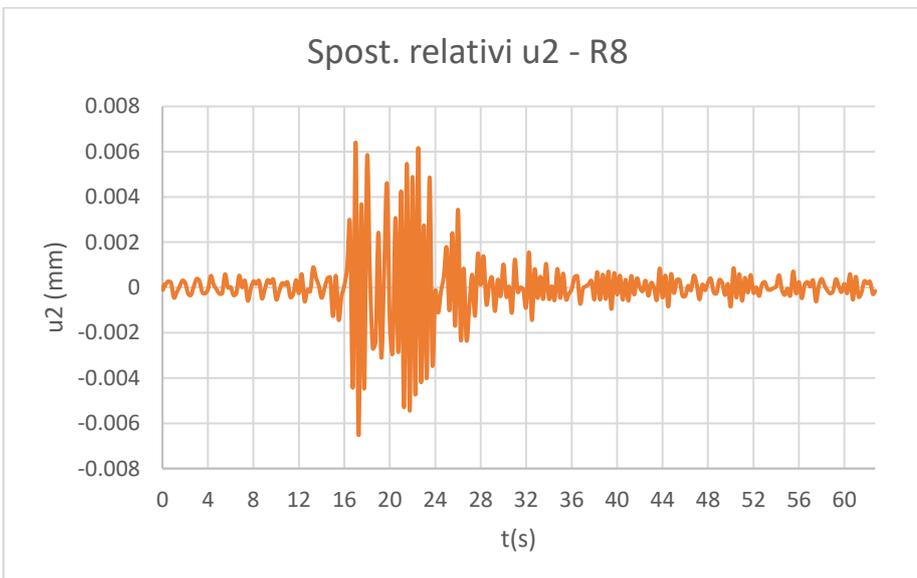
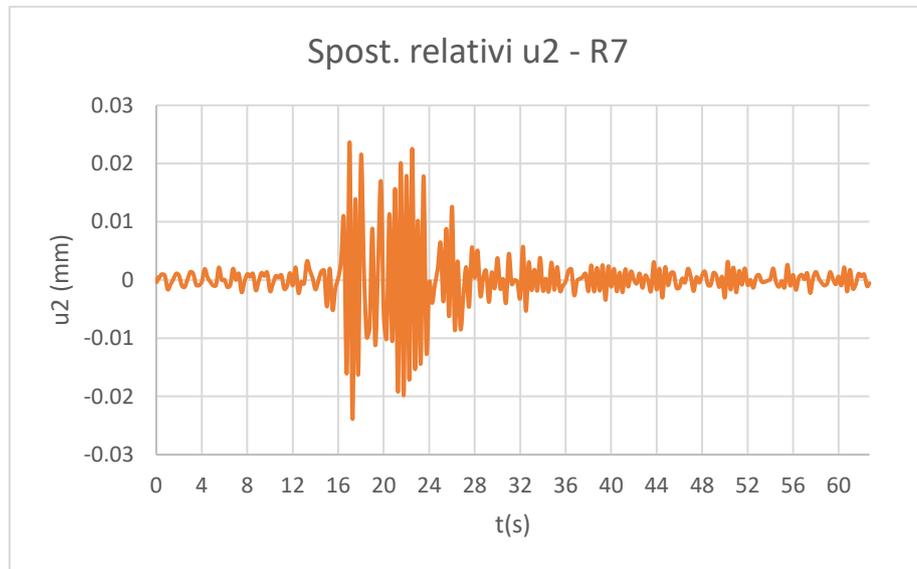
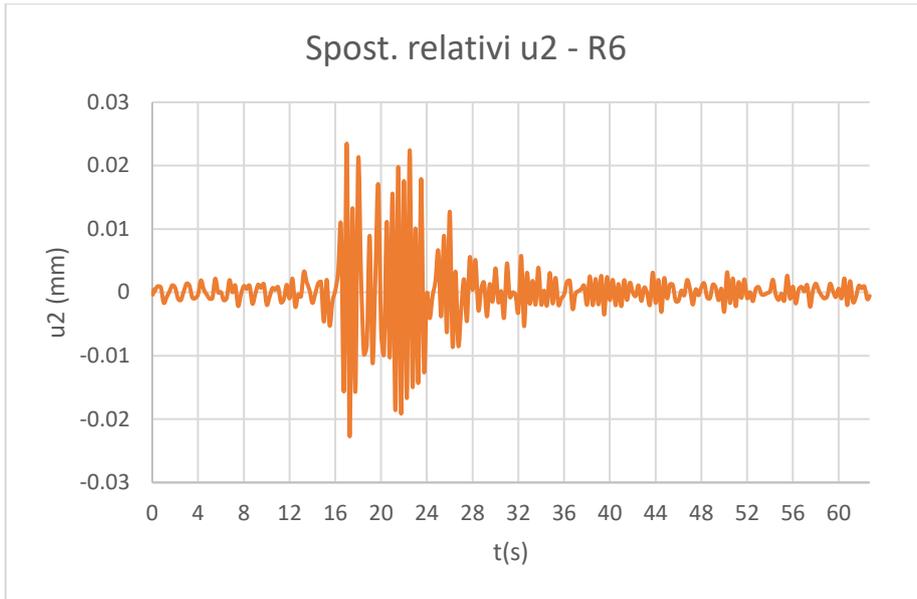


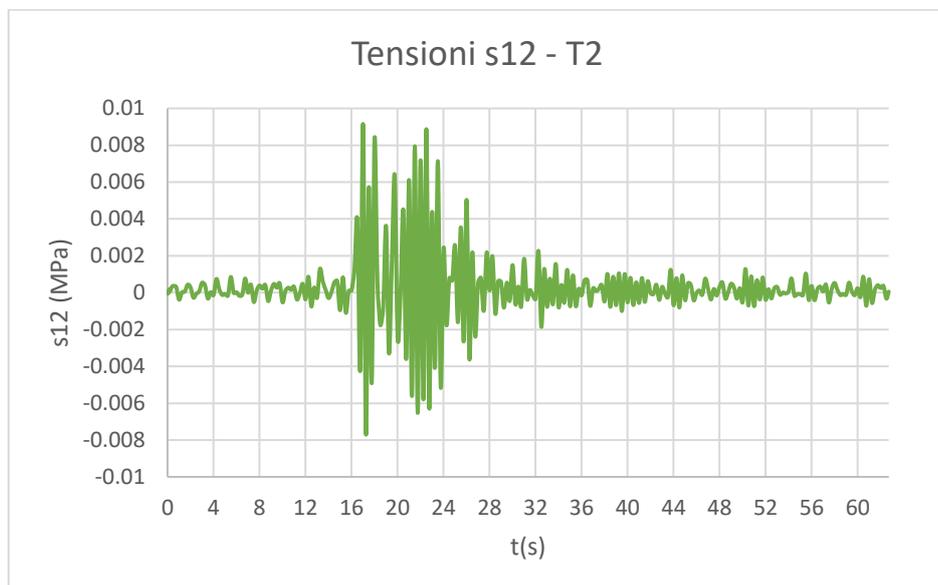
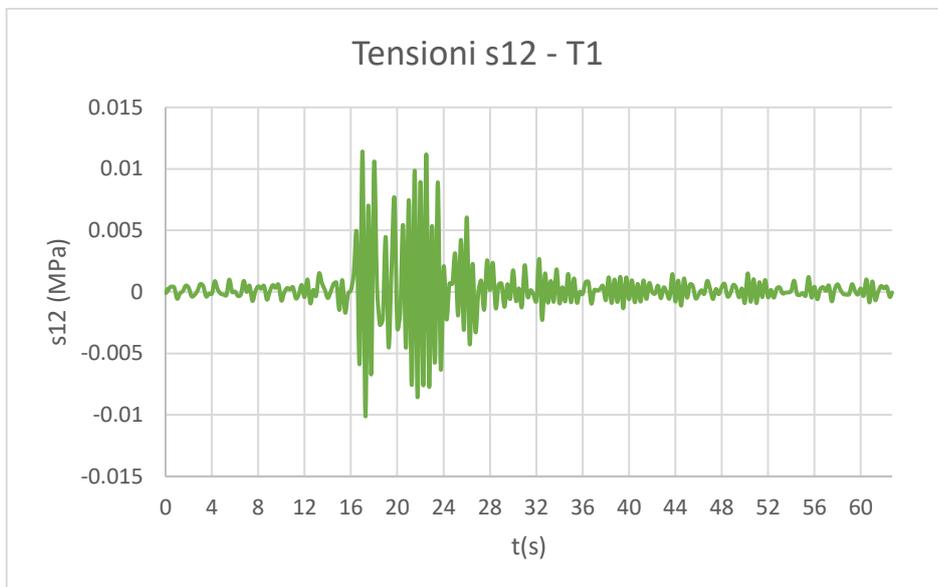
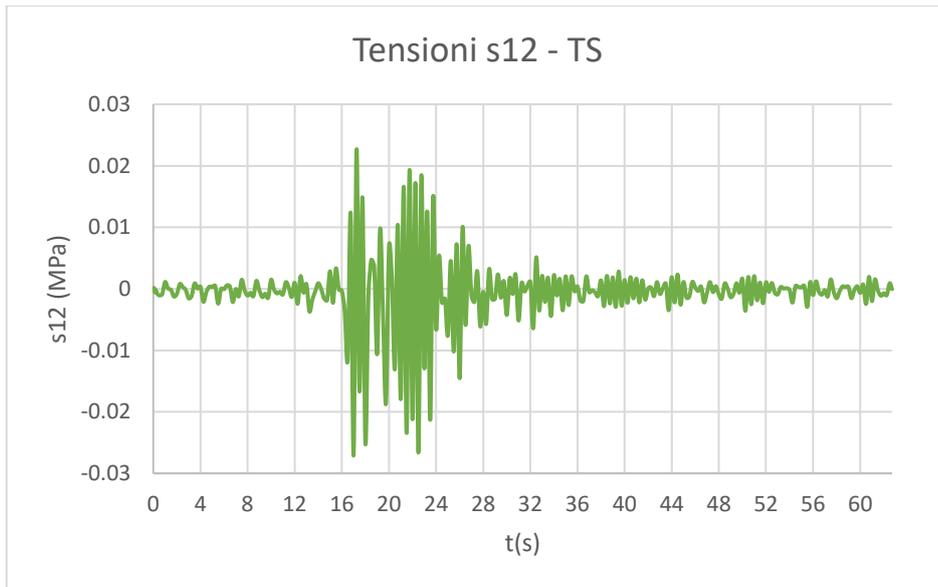


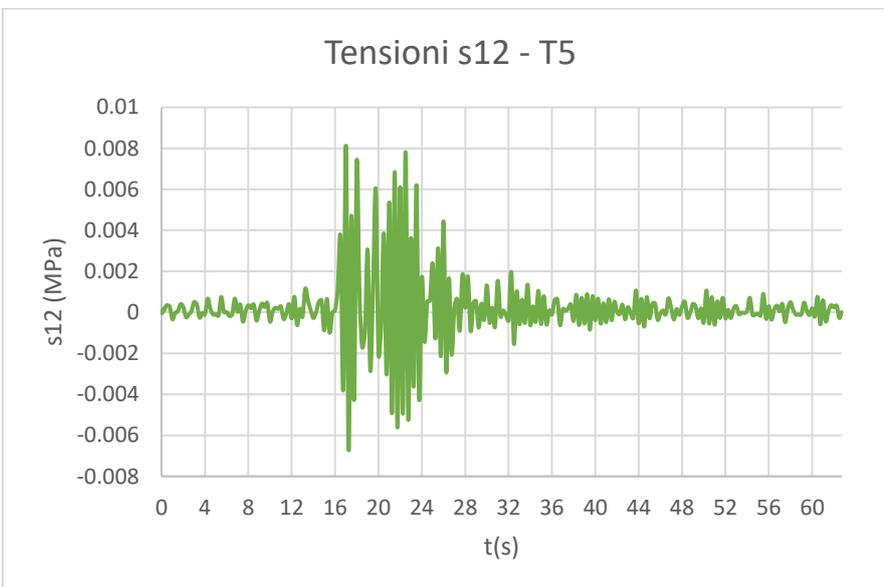
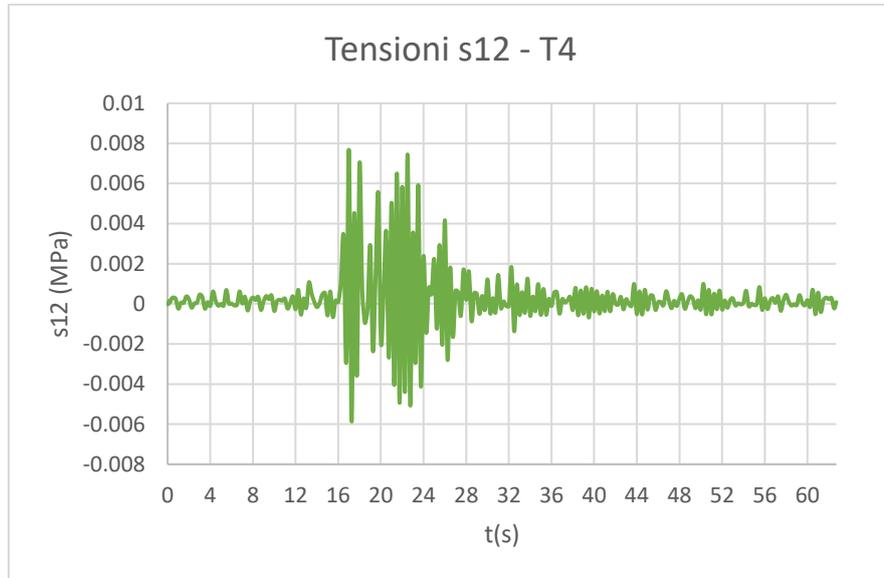
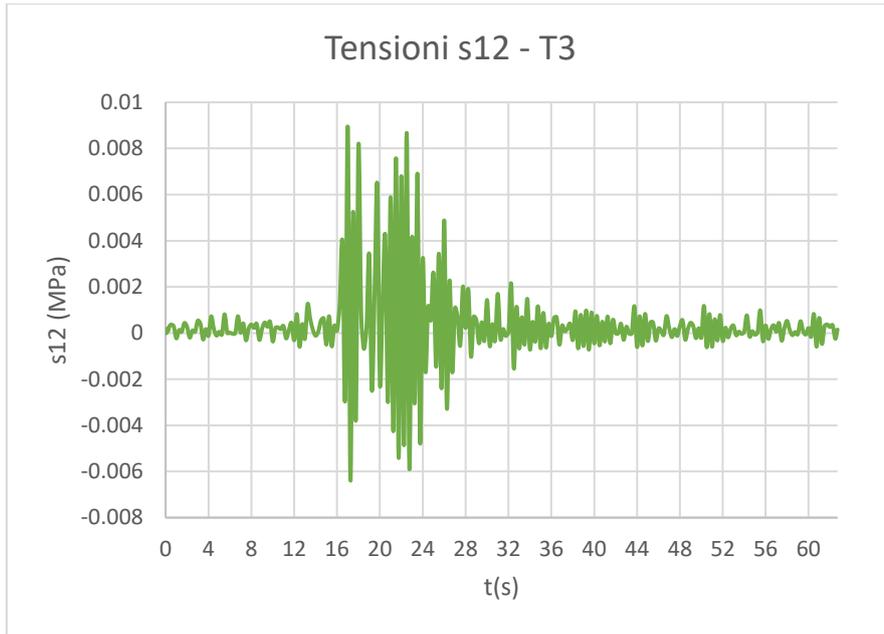


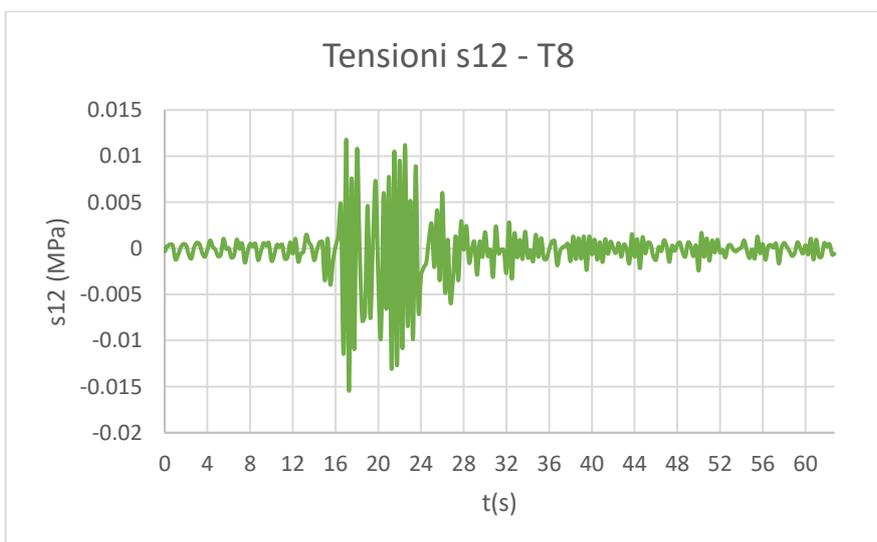
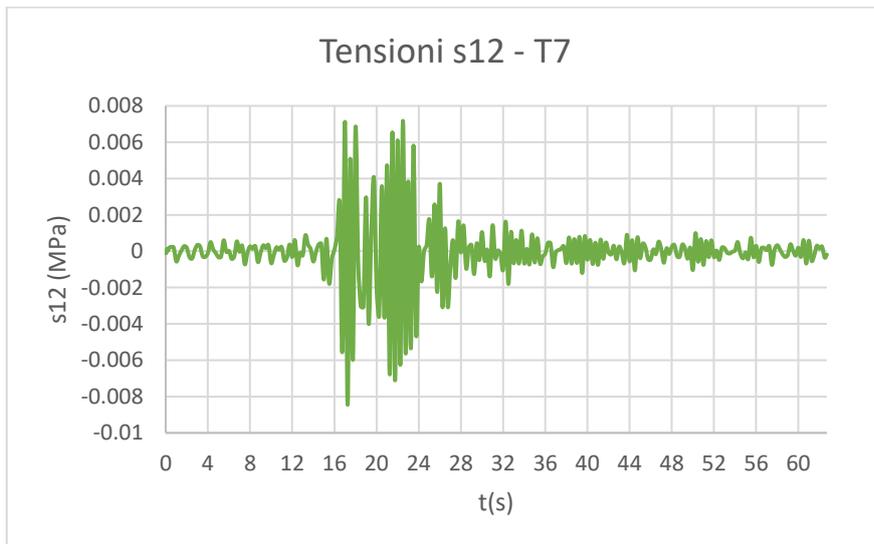
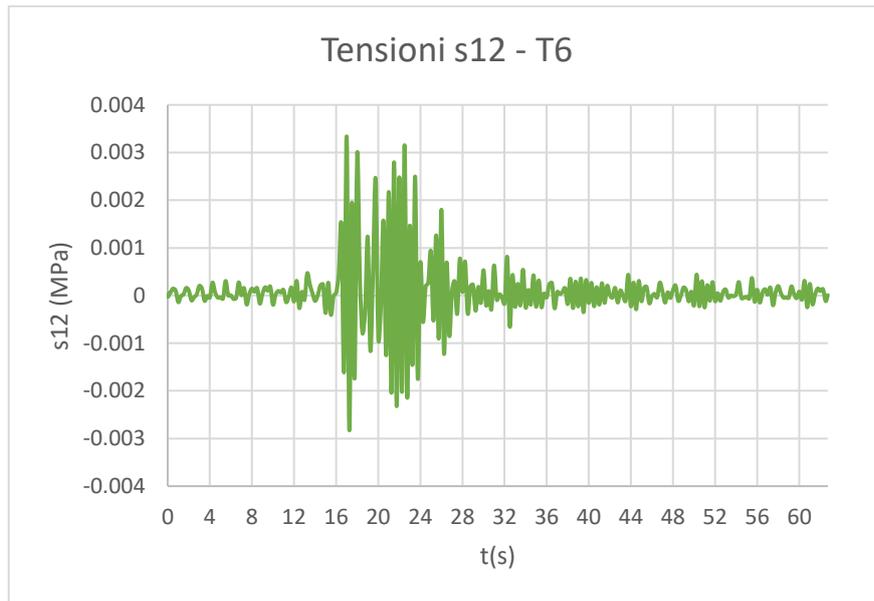












### A3.3 Tabelle riepilogative dei risultati

#### A3.3.1 Risultati analisi allo Stato Limite Ultimo

Massimi assoluti tensioni s22 (MPa)														
Elemento	Sisma in direzione X							Sisma in direzione Y						
	REC1	REC2	REC3	REC4	REC5	REC6	REC7	REC1	REC2	REC3	REC4	REC5	REC6	REC7
TS	0.366	0.199	0.337	0.261	0.362	0.475	0.131	0.106	0.065	0.097	0.080	0.110	0.128	0.041
T1	0.329	0.171	0.295	0.220	0.381	0.429	0.126	0.039	0.023	0.033	0.026	0.056	0.058	0.016
T2	0.327	0.179	0.288	0.210	0.412	0.458	0.135	0.013	0.011	0.013	0.008	0.024	0.022	0.005
T3	0.311	0.179	0.270	0.194	0.414	0.456	0.134	0.016	0.011	0.011	0.011	0.013	0.018	0.005
T4	0.312	0.180	0.268	0.188	0.418	0.455	0.134	0.017	0.012	0.012	0.012	0.014	0.019	0.006
T5	0.307	0.170	0.266	0.193	0.412	0.445	0.132	0.011	0.008	0.008	0.008	0.009	0.012	0.004
T6	0.315	0.170	0.278	0.210	0.398	0.426	0.126	0.006	0.003	0.005	0.004	0.005	0.008	0.002
T7	0.348	0.179	0.314	0.248	0.395	0.431	0.124	0.007	0.006	0.006	0.006	0.010	0.012	0.003
T8	0.395	0.232	0.359	0.298	0.381	0.491	0.139	0.020	0.018	0.016	0.016	0.025	0.023	0.008

Massimi assoluti tensioni s12 (MPa)														
Elemento	Sisma in direzione X							Sisma in direzione Y						
	REC1	REC2	REC3	REC4	REC5	REC6	REC7	REC1	REC2	REC3	REC4	REC5	REC6	REC7
TS	0.267	0.146	0.245	0.194	0.273	0.340	0.095	0.086	0.051	0.072	0.047	0.118	0.126	0.037
T1	0.115	0.062	0.102	0.074	0.143	0.160	0.047	0.037	0.021	0.030	0.020	0.051	0.054	0.015
T2	0.111	0.064	0.096	0.065	0.147	0.165	0.048	0.024	0.016	0.021	0.014	0.033	0.033	0.012
T3	0.116	0.067	0.100	0.063	0.155	0.171	0.050	0.027	0.017	0.022	0.015	0.037	0.038	0.012
T4	0.106	0.061	0.091	0.057	0.141	0.154	0.045	0.024	0.015	0.020	0.013	0.033	0.035	0.010
T5	0.103	0.059	0.088	0.056	0.139	0.150	0.044	0.024	0.016	0.020	0.014	0.034	0.035	0.011
T6	0.104	0.059	0.090	0.066	0.139	0.149	0.044	0.010	0.006	0.008	0.006	0.014	0.014	0.004
T7	0.112	0.058	0.100	0.078	0.129	0.138	0.041	0.029	0.015	0.026	0.020	0.030	0.036	0.010
T8	0.295	0.167	0.270	0.222	0.303	0.370	0.105	0.053	0.031	0.048	0.040	0.047	0.065	0.019

#### A3.3.2 Risultati analisi allo Stato Limite di Esercizio

Massimi assoluti spostamenti relativi u1 (mm)														
Elemento	Sisma in direzione X							Sisma in direzione Y						
	REC1	REC2	REC3	REC4	REC5	REC6	REC7	REC1	REC2	REC3	REC4	REC5	REC6	REC7
F1	0.0263	0.0200	0.0130	0.0389	0.0171	0.0435	0.0253	0.0013	0.0012	0.0007	0.0024	0.0011	0.0027	0.0016
F2	0.0255	0.0192	0.0126	0.0374	0.0165	0.0419	0.0243	0.0014	0.0011	0.0009	0.0021	0.0010	0.0023	0.0015
TS	0.0091	0.0085	0.0052	0.0158	0.0067	0.0171	0.0098	0.0013	0.0013	0.0009	0.0021	0.0013	0.0015	0.0018
T1	0.0112	0.0103	0.0063	0.0193	0.0082	0.0211	0.0121	0.0012	0.0012	0.0008	0.0020	0.0012	0.0014	0.0017
T2	0.0136	0.0122	0.0074	0.0229	0.0098	0.0251	0.0144	0.0011	0.0011	0.0008	0.0019	0.0011	0.0013	0.0016
T3	0.0162	0.0141	0.0086	0.0266	0.0115	0.0293	0.0168	0.0010	0.0010	0.0007	0.0017	0.0010	0.0012	0.0014
T4	0.0189	0.0161	0.0097	0.0305	0.0132	0.0337	0.0194	0.0008	0.0009	0.0006	0.0015	0.0009	0.0012	0.0012
T5	0.0218	0.0182	0.0109	0.0347	0.0151	0.0383	0.0221	0.0007	0.0007	0.0005	0.0012	0.0007	0.0011	0.0010
T6	0.0250	0.0204	0.0123	0.0390	0.0170	0.0433	0.0250	0.0006	0.0005	0.0005	0.0009	0.0005	0.0010	0.0008
T7	0.0284	0.0227	0.0141	0.0437	0.0191	0.0486	0.0281	0.0005	0.0004	0.0004	0.0007	0.0003	0.0009	0.0005
T8	0.0321	0.0253	0.0160	0.0487	0.0214	0.0543	0.0315	0.0005	0.0004	0.0003	0.0007	0.0003	0.0008	0.0004

Massimi assoluti spostamenti relativi u2 (mm)														
Elemento	Sisma in direzione X							Sisma in direzione Y						
	REC1	REC2	REC3	REC4	REC5	REC6	REC7	REC1	REC2	REC3	REC4	REC5	REC6	REC7
F1	0.0008	0.0006	0.0005	0.0012	0.0005	0.0013	0.0007	0.0219	0.0162	0.0110	0.0313	0.0139	0.0351	0.0205
F2	0.0023	0.0020	0.0017	0.0036	0.0015	0.0041	0.0022	0.0220	0.0161	0.0110	0.0313	0.0139	0.0350	0.0205
R1	0.0017	0.0024	0.0018	0.0042	0.0017	0.0048	0.0025	0.0166	0.0130	0.0092	0.0243	0.0113	0.0272	0.0165
R2	0.0005	0.0021	0.0014	0.0038	0.0017	0.0042	0.0024	0.0253	0.0131	0.0091	0.0250	0.0112	0.0278	0.0163
R3	0.0013	0.0026	0.0018	0.0049	0.0021	0.0054	0.0031	0.0257	0.0087	0.0063	0.0166	0.0077	0.0185	0.0111
R4	0.0005	0.0039	0.0029	0.0073	0.0032	0.0080	0.0046	0.0071	0.0031	0.0023	0.0051	0.0029	0.0057	0.0039
R5	0.0023	0.0019	0.0014	0.0033	0.0013	0.0038	0.0019	0.0178	0.0132	0.0083	0.0249	0.0112	0.0276	0.0164
R6	0.0011	0.0011	0.0008	0.0021	0.0010	0.0024	0.0015	0.0175	0.0183	0.0134	0.0334	0.0162	0.0370	0.0235
R7	0.0005	0.0015	0.0012	0.0028	0.0013	0.0035	0.0020	0.0118	0.0186	0.0138	0.0359	0.0164	0.0404	0.0239
R8	0.0003	0.0033	0.0024	0.0062	0.0027	0.0068	0.0039	0.0038	0.0052	0.0037	0.0099	0.0045	0.0111	0.0065

Massimi assoluti tensioni s12 (MPa)														
Elemento	Sisma in direzione X							Sisma in direzione Y						
	REC1	REC2	REC3	REC4	REC5	REC6	REC7	REC1	REC2	REC3	REC4	REC5	REC6	REC7
TS	0.019	0.067	0.043	0.125	0.053	0.137	0.078	0.030	0.021	0.021	0.037	0.018	0.043	0.027
T1	0.038	0.027	0.018	0.052	0.023	0.059	0.035	0.013	0.009	0.009	0.015	0.008	0.018	0.011
T2	0.039	0.027	0.018	0.049	0.023	0.057	0.035	0.010	0.007	0.007	0.012	0.006	0.014	0.009
T3	0.041	0.028	0.020	0.051	0.024	0.060	0.037	0.010	0.007	0.007	0.012	0.006	0.014	0.009
T4	0.037	0.026	0.018	0.046	0.022	0.054	0.033	0.008	0.006	0.006	0.010	0.005	0.012	0.027
T5	0.036	0.025	0.018	0.045	0.021	0.053	0.033	0.009	0.006	0.006	0.010	0.006	0.013	0.008
T6	0.036	0.025	0.018	0.046	0.022	0.053	0.033	0.004	0.003	0.003	0.004	0.002	0.005	0.003
T7	0.033	0.027	0.017	0.051	0.023	0.057	0.033	0.008	0.007	0.007	0.013	0.006	0.015	0.008
T8	0.080	0.075	0.056	0.138	0.060	0.151	0.087	0.014	0.014	0.014	0.025	0.011	0.027	0.015

**ALLEGATO 4: COMBINAZIONE DELLE AZIONI PER LE VERIFICHE****A4.1 Tensioni nelle membrature**

- Combinazione C1: massimo sisma in direzione X (riferimento a Paragrafo 7.1.1);
- Combinazione C2: massimo sisma in direzione Y (riferimento a Paragrafo 7.1.1).

Tensioni s22 (MPa)						
Elemento	s22_W	s22_W <sub>E</sub> (SLV)	s22_E <sub>x</sub> (SLV)	s22_E <sub>y</sub> (SLV)	s22 <sub>tot</sub> _C1	s22 <sub>tot</sub> _C2
TS	75.27	3.36	0.30	0.09	78.97	76.46
T1	70.23	3.24	0.28	0.04	73.76	71.32
T2	71.45	3.36	0.29	0.01	75.10	72.56
T3	70.43	3.38	0.28	0.01	74.09	71.54
T4	70.60	3.46	0.28	0.01	74.35	71.74
T5	69.46	3.49	0.27	0.01	73.23	70.60
T6	66.21	3.41	0.27	0.00	69.89	67.32
T7	62.68	3.31	0.29	0.01	66.28	63.77
T8	55.22	3.01	0.33	0.02	58.56	56.24

Tensioni travi s12 (MPa)						
Elemento	s12_W	s12_W <sub>E</sub> (SLV)	s12_E <sub>x</sub> (SLV)	s12_E <sub>y</sub> (SLV)	s12 <sub>tot</sub> _C1	s12 <sub>tot</sub> _C2
TS	24.15	0.94	0.22	0.08	25.34	24.58
T1	25.35	1.17	0.10	0.03	26.63	25.77
T2	24.55	1.15	0.10	0.02	25.81	24.95
T3	26.10	1.25	0.10	0.02	27.46	26.53
T4	24.91	1.22	0.09	0.02	26.23	25.32
T5	24.31	1.26	0.09	0.02	25.67	24.74
T6	25.53	1.32	0.09	0.01	26.95	25.96
T7	25.19	1.34	0.09	0.02	26.63	25.65
T8	25.72	0.73	0.25	0.04	26.70	26.05

## A4.2 Tensioni nei pannelli

Riferimento a Figure 59 e 60.

Pannello Superiore lungo Y			
Combinazione max sisma x: $W + W_E + Ex + 0.3 Ey$		Combinazione max sisma y: $W + 0.3W_E + 0.3Ex + Ey$	
Y(mm)	sVM (MPa)	Y(mm)	sVM (MPa)
0	90.57	0	87.15
51	51.41	51	49.45
101	40.04	101	38.50
152	39.56	152	38.04
202	44.89	202	43.18
253	52.60	253	50.60
303	60.05	303	57.77
354	66.48	354	63.97
405	71.56	405	68.86
455	75.24	455	72.40
506	77.50	506	74.58
556	78.36	556	75.40
607	77.81	607	74.87
657	75.84	657	72.97
708	72.45	708	69.71
759	67.63	759	65.07
809	61.49	809	59.15
860	54.24	860	52.17
910	46.92	910	45.12
961	41.08	961	39.50
1011	42.07	1011	40.44
1062	50.16	1062	48.24

Pannello Superiore lungo Z			
Combinazione max sisma x: $W + W_E + Ex + 0.3 Ey$		Combinazione max sisma y: $W + 0.3W_E + 0.3Ex + Ey$	
Z(mm)	sVM (MPa)	Z(mm)	sVM (MPa)
0	137.37	0	132.36
50	69.60	50	67.02
100	52.62	100	50.66
150	48.31	150	46.50
199	52.39	199	50.40
249	60.50	249	58.22
299	68.50	299	65.92
349	74.72	349	71.90
399	78.36	399	75.40
449	79.10	449	76.11
499	76.86	499	73.95
549	71.72	549	68.99
598	63.99	598	61.54
648	54.36	648	52.26
698	44.92	698	43.16
748	38.45	748	36.92

Pannello Inferiore lungo Y			
Combinazione max sisma x: $W + W_E + Ex + 0.3 Ey$		Combinazione max sisma y: $W + 0.3W_E + 0.3Ex + Ey$	
Y(mm)	SVM (MPa)	Y(mm)	SVM (MPa)
0	44.06	0	42.80
51	57.29	51	55.62
101	59.14	101	57.41
152	63.06	152	61.21
202	66.18	202	64.23
253	68.60	253	66.57
303	70.24	303	68.16
354	71.40	354	69.29
405	72.20	405	70.06
455	72.78	455	70.62
506	73.23	506	71.05
556	73.58	556	71.39
607	73.84	607	71.64
657	73.98	657	71.77
708	73.93	708	71.72
759	73.56	759	71.36
809	72.77	809	70.59
860	71.25	860	69.12
910	69.04	910	66.96
961	65.82	961	63.84
1011	63.91	1011	62.00
1062	48.19	1062	46.76

Pannello Inferiore lungo Z			
Combinazione max sisma x: $W + W_E + Ex + 0.3 Ey$		Combinazione max sisma y: $W + 0.3W_E + 0.3Ex + Ey$	
Z(mm)	SVM (MPa)	Z(mm)	SVM (MPa)
0	95.08	0	92.17
52	69.88	52	67.79
104	68.28	104	66.24
155	71.16	155	69.04
207	73.50	207	71.31
259	73.58	259	71.39
311	70.79	311	68.69
363	66.81	363	64.82
414	64.35	414	62.44
466	70.55	466	68.45
518	113.54	518	110.12

### A4.3 Spostamenti

- Combinazione C1: massimo sisma in direzione X (riferimento a Paragrafo 7.6);
- Combinazione C2: massimo sisma in direzione Y (riferimento a Paragrafo 7.6).
- Combinazione C3: massimo sisma in direzione X (riferimento a Paragrafo 7.8);
- Combinazione C4: massimo sisma in direzione Y (riferimento a Paragrafo 7.8).

Spostamenti travi u1 (mm)						
Elemento	u1_W	u1_W <sub>E</sub> (SLD)	u1_Ex(SLD)	u1_Ey(SLD)	u1 <sub>tot</sub> _C1	u1 <sub>tot</sub> _C2
TS	4.324	0.100	0.010	0.0015	4.435	4.359
T1	4.233	0.100	0.013	0.0014	4.346	4.268
T2	4.144	0.100	0.015	0.0013	4.259	4.180
T3	4.056	0.099	0.018	0.0011	4.173	4.092
T4	3.962	0.099	0.020	0.0010	4.082	3.999
T5	3.858	0.099	0.023	0.0009	3.980	3.895
T6	3.738	0.010	0.026	0.0007	3.774	3.749
T7	3.602	0.098	0.029	0.0005	3.730	3.641
T8	3.446	0.097	0.033	0.0005	3.576	3.485

Spostamenti "a secco" u1 (mm)				
Elemento	u1_Ex	u1_Ey	u1 <sub>tot</sub> C3	u1 <sub>tot</sub> C4
F1	0.026	0.002	0.027	0.009
F2	0.025	0.001	0.026	0.009

Spostamenti "a secco" u2 (mm)					
Elemento	u2_G	u2_Ex	u2_Ey	u2 <sub>tot</sub> C3	u2 <sub>tot</sub> C4
F1	0.006	0.001	0.021	0.013	0.028
F2	0.006	0.003	0.021	0.015	0.028
R1	0.010	0.003	0.017	0.018	0.028
R2	0.003	0.002	0.018	0.011	0.022
R3	0.003	0.003	0.014	0.010	0.017
R4	0.010	0.004	0.004	0.016	0.016
R5	0.010	0.002	0.017	0.017	0.028
R6	0.003	0.001	0.023	0.011	0.026
R7	0.003	0.002	0.023	0.012	0.027
R8	0.010	0.004	0.006	0.016	0.017

## ALLEGATO 5: NOTA CALCOLI

Nella pagina seguente si riporta la Nota calcoli del progetto esecutivo della paratoia dell'impianto idroelettrico di Santa Vittoria, redatta dall'ing. Ivano Leandri.

**BIANCO** S.r.l.  
**CARPENTERIA MECCANICA**

10010 BANCHETTE (TO) - VIA ROMA 30/1  
TEL. 0125/61.24.45 - FAX 0125/61.16.70  
e-mail : bianco@netsurf.it

**Caraglio s.r.l.**

**COMUNE DI SANTA VITTORIA D'ALBA (CN)  
IMPIANTO IDROELETTRICO SUL FIUME TANARO**

**Progetto esecutivo**

**PARATOIE A RUOTE DI MACCHINA  
Luce 6.70 x 5.40 m**

**NOTA CALCOLI**

**CARATTERISTICHE TECNICHE**

larghezza libera della luce:	6.70 m
altezza libera della luce:	5.40 m
interasse tenute verticali:	6800 mm
interasse tenute orizzontali:	5490 mm
interasse ruote:	7070 mm
quota di soglia:	170.86 m s.l.m.
massimo livello di monte per le verifiche statiche:	185.29 m s.l.m.
massimo livello operativo di monte:	184.00 m s.l.m.
battente di calcolo sulla soglia:	14.43 m
tenuta su quattro lati da monte verso valle	
apertura a carico equilibrato	
chiusura normale a carico equilibrato	
chiusura di emergenza sotto flusso con battente sulla soglia:	13.14 m
norme di calcolo:	DIN 19704
sollecitazioni ammissibili secondo:	DIN 19704

**MATERIALE E SOLLECITAZIONI AMMISSIBILI**

Acciaio strutturale	EN 10025 S275 JR
Sollecitazione minima di rottura	430 N/mm <sup>2</sup>
Sollecitazione minima di snervamento	275 N/mm <sup>2</sup>
Sollecitazione ammissibile a trazione e compressione	183 N/mm <sup>2</sup>
Sollecitazione ammissibile a taglio	105 N/mm <sup>2</sup>

**VERIFICA DELLA STRUTTURA PRINCIPALE**

La paratoia è strutturata in modo tale che le spinte dovute al battente idraulico agenti sul mantello siano trasmesse da questo e dalle nervature verticali alle travi principali orizzontali. L'insieme di queste sostiene quindi l'intero carico idraulico scaricandolo sulle fiancate laterali e quindi sulle ruote.

### Verifica delle travi intermedie

La posizione verticale delle travi è scelta in modo tale che le stesse risultino equicaricate.

Lo schema di calcolo è illustrato in Figura 1.

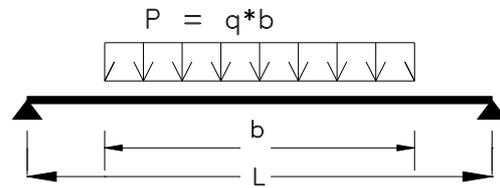


Figura 1. – Schema di calcolo

- Interasse tra gli appoggi	$L = 7070 \text{ mm}$
- Interasse tenute laterali	$b = 6800 \text{ mm}$
- Interasse tenute orizzontali	$h = 5490 \text{ mm}$
- Massimo battente di calcolo sulla soglia	$H_s = 14.43 \text{ m}$
- Numero di travi orizzontali	$N = 9$

Pressione media sulla paratoia:

$$p = (H_s - h / 2) \cdot 9.81 / 1000 = 0.11463 \text{ N/mm}^2$$

Carico sulla paratoia:

$$Q = p \cdot b \cdot h = 4280 \text{ kN}$$

Carico sulla singola trave:

$$P = Q / N = 475.6 \text{ kN}$$

Massimo momento flettente:

$$M = P \cdot (2 \cdot L - b) / 8 = 4.363 \cdot 10^8 \text{ Nmm}$$

Massima azione di taglio:

$$T = P / 2 = 237.8 \text{ kN}$$

In base alla Norma DIN 19704, par.6.5.2.1., la larghezza della parte di mantello collaborante con la sezione resistente della trave può essere calcolata in funzione dei seguenti parametri:

- Lunghezza tra gli appoggi	$L_l = L = 7070 \text{ mm}$
- Distanza minima tra due travi successive	$2 B = 519.5 \text{ mm}$
- Rapporto di lunghezza supporti	$L_l / B = 27.22$
- Fattore di riduzione (dalla Figura 2 della DIN 19704)	$\nu_l = 0.98$
- Larghezza della lamiera collaborante	$L_{Cl} = \nu_l \cdot 2 B = 509 \text{ mm}$

La sezione resistente della trave è rappresentata in Figura 2.

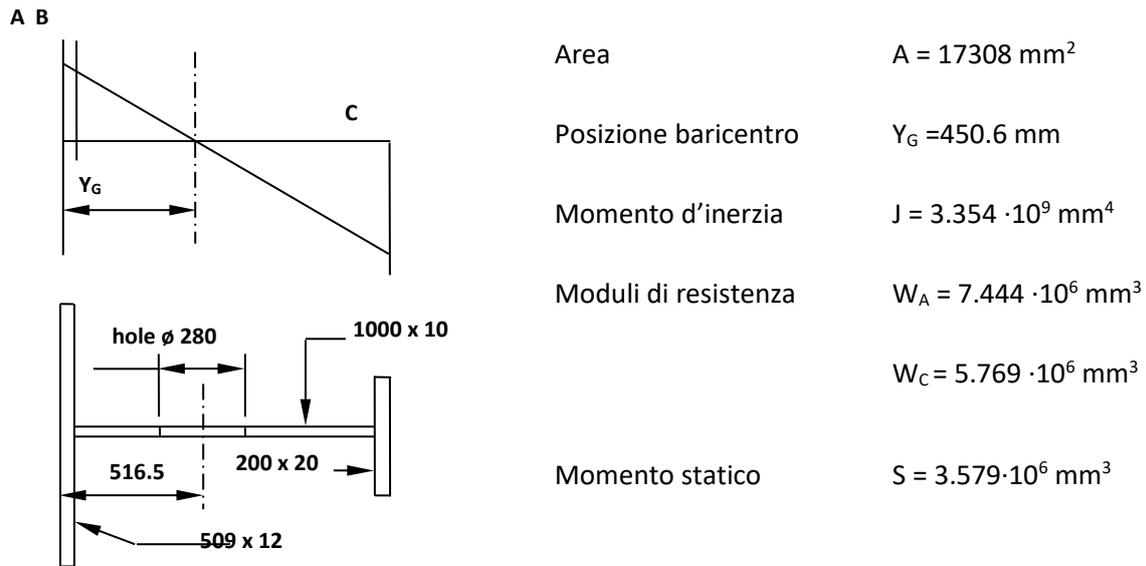


Figura 2 – Sezione resistente travi intermedie

Le massime sollecitazioni di flessione sulla trave sono:

- Soll. di pannello:  $\sigma_A = - M / W_A = - 58.61 \text{ N/mm}^2$
- Soll. di pannello:  $\sigma_B = - 57.05 \text{ N/mm}^2$
- Soll. di ala libera:  $\sigma_C = M / W_C = 75.63 \text{ N/mm}^2$

Massima sollecitazione di taglio:

$$\tau = (T \cdot S) / (sp \cdot J) = 25.88 \text{ N/mm}^2$$

La freccia massima in mezzeria è data da:

$$f = \frac{P}{384 \cdot E \cdot J} \cdot (8 \cdot L^3 - 4 \cdot b^2 \cdot L + b^3) = 3.29 \text{ mm}$$

In manovra, durante l'ingresso della guarnizione superiore, la spinta sulla paratoia è inferiore. Il carico sulla paratoia in questa condizione è calcolato al paragrafo 5. La freccia della paratoia risulta conseguentemente ridotta nella proporzione:

$$f_M = f \cdot (Q_M / Q) = 2.93 \text{ mm}$$

In realtà la trave superiore, su cui è vincolata la guarnizione, è sottoposta a una porzione di carico inferiore rispetto alle travi intermedie, per cui la deformazione della guarnizione sarà inferiore al valore calcolato.

### Verifica della trave di soglia

Si considera ancora lo schema di calcolo illustrato in Figura 1.

Per come è realizzata, la trave di soglia è sollecitata da un spinta idraulica pari a 1.5 volte il carico che si scarica sulle travi intermedie.

Carico sulla trave di soglia:

$$P_s = 1.5 \cdot P = 713.4 \text{ kN}$$

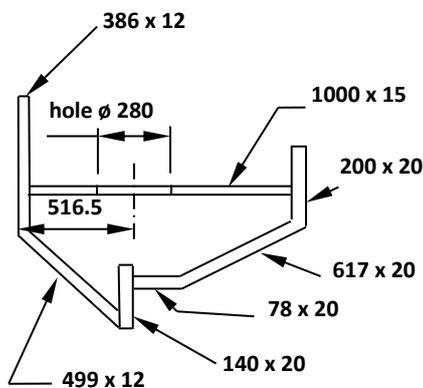
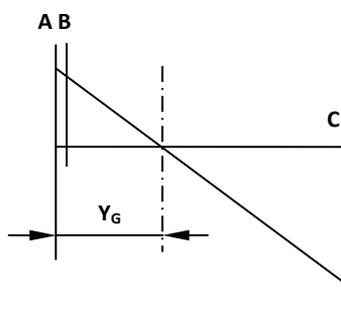
Massimo momento flettente:

$$M_s = P_s \cdot (2 \cdot L - b) / 8 = 6.546 \cdot 10^8 \text{ Nmm}$$

Massima azione di taglio:

$$T_s = P_s / 2 = 356.7 \text{ kN}$$

In questo caso la sezione resistente della trave è rappresentata in Figura 3.



Area	$A = 42120 \text{ mm}^2$
Posizione baricentro	$Y_G = 512.7 \text{ mm}$
Momento d'inerzia	$J = 5.182 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$
Moduli di resistenza	$W_A = 1.011 \cdot 10^7 \text{ mm}^3$
	$W_C = 9.980 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$
Momento statico	$S = 6.608 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$
Spessore di taglio	$sp = 27 \text{ mm}$

Figura 3 – Sezione resistente trave di soglia

Le massime sollecitazioni di flessione sulla trave sono:

- Soll. di pannello:  $\sigma_A = -M_s / W_A = -64.95 \text{ N/mm}^2$
- Soll. di pannello:  $\sigma_B = -63.43 \text{ N/mm}^2$
- Soll. di ala libera:  $\sigma_C = M_s / W_C = 65.79 \text{ N/mm}^2$

Massima sollecitazione di taglio:

$$\tau = (T_s \cdot S) / (sp \cdot J) = 16.85 \text{ N/mm}^2$$

### Verifica dei pannelli

Le sollecitazioni di pannello sono calcolate secondo DIN 19704, par.6.5.2.2.; i punti significativi sono rappresentati in Figura 4. Il pannello più sollecitato è quello superiore.

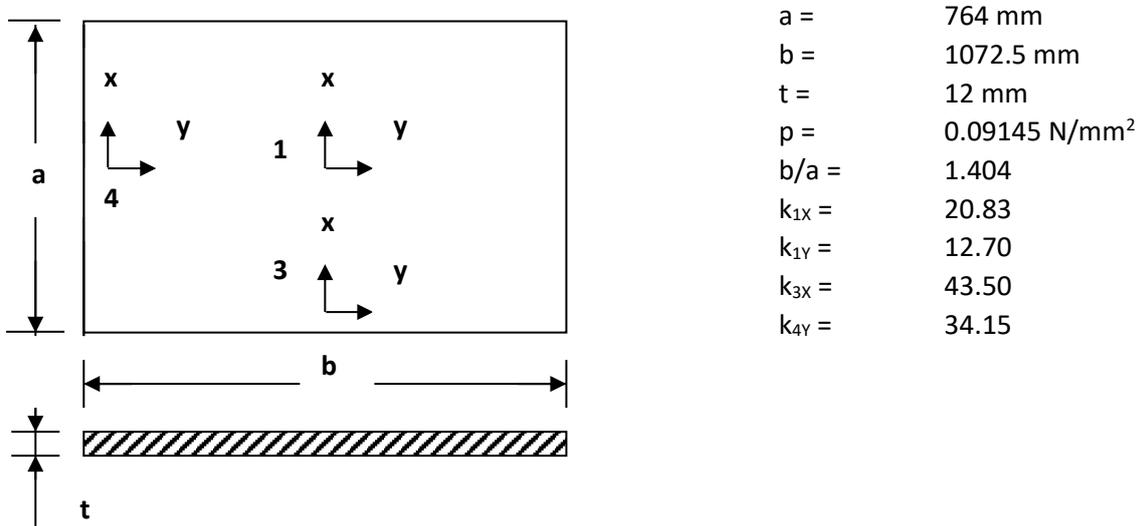


Figura 4 - Distribuzione sollecitazioni di pannello

Le sollecitazioni sono calcolate secondo la relazione:

$$\sigma = k / 100 \cdot p \cdot a^2 / t^2$$

Le sollecitazioni nel pannello sono:

$$\sigma_{1X} = \mp 77.21 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{1Y} = \mp 47.08 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{3X} = \pm 161.25 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{3Y} = \pm 48.37 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{4X} = \pm 37.97 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{4Y} = \pm 126.58 \text{ N/mm}^2$$

Il massimo valore di sollecitazione composta si ottiene combinando le tensioni della trave intermedia con quelle del pannello superiore; la massima tensione si trova al bordo del pannello avente il lato perpendicolare alla trave, in corrispondenza della superficie di valle.

$$\sigma_{\text{Comp}} = \sqrt{(\sigma_B + \sigma_{4Y})^2 + \sigma_{4X}^2} - (\sigma_B + \sigma_{4Y}) \cdot \sigma_{4X} = 167.89 \text{ N/mm}^2$$

## VERIFICA DELLE RUOTE E DELLE ROTAIE

### Pressione Hertziana

- Carico sulla paratoia	Q = 4280 kN
- Numero delle ruote	n = 8
- Diametro delle ruote	D = 490 mm
- Larghezza della zona di contatto	a = 150 mm
- Modulo di elasticità	E = 206000 N/mm <sup>2</sup>
- Modulo di Poisson	ν = 0.3

Carico su ciascuna ruota:

$$P = Q / n = 535 \text{ kN}$$

La massima pressione di contatto tra ruota e rotaia viene calcolata secondo la teoria di Hertz (cfr. TIMOSHENKO - Strength of Materials - Part II. Chap. VIII). La semilarghezza dell'area di contatto è data da:

$$b = \sqrt{\frac{4 \cdot P \cdot D \cdot (1 - \nu^2)}{\pi \cdot E \cdot a}} = 3.14 \text{ mm}$$

La massima pressione Hertziana vale:

$$p = \sqrt{\frac{P \cdot E}{\pi \cdot D \cdot a \cdot (1 - \nu^2)}} = 724.2 \text{ N/mm}^2$$

Le ruote sono costruite in acciaio 2C40 UNI EN 10083, mentre le rotaie sono in acciaio S 355 UNI EN 10025. Ai fini della determinazione della pressione specifica ammissibile occorre quindi considerare il materiale di cui sono composte le rotaie, che presenta caratteristiche meccaniche inferiori.

Acciaio strutturale	S 355 J2 UNI EN
10025	
Sollecitazione minima di rottura	470 N/mm <sup>2</sup>
Sollecitazione minima di snervamento	315 N/mm <sup>2</sup>

La massima pressione Hertziana ammissibile, secondo quanto indicato nelle Norme DIN 19704 par. 7.3.6., è:

$$p_A = 1.6 \cdot \text{UTS} = 752 \text{ N/mm}^2$$

### Verifica dei perni

Lo schema di calcolo è identico a quello indicato in Figura 1, considerando le seguenti caratteristiche:

- Interasse tra gli appoggi	L = 204 mm
-----------------------------	------------

- Lunghezza boccola	$b = 160 \text{ mm}$
- Diametro del perno	$D_P = 115 \text{ mm}$
- Modulo di resistenza del perno	$W_P = 1.493 \cdot 10^5 \text{ mm}^3$

Massimo momento flettente:

$$M = P \cdot (2 \cdot L - b) / 8 = 1.659 \cdot 10^7 \text{ Nmm}$$

Massima sollecitazione di flessione:

$$\sigma = M / W_P = 111.12 \text{ N/mm}^2$$

Materiale AISI 420

Sollecitazione minima di rottura	$785 \text{ N/mm}^2$
Sollecitazione minima di snervamento	$590 \text{ N/mm}^2$
Sollecitazione ammissibile a flessione	$393 \text{ N/mm}^2$

### Pressione specifica sulla boccola

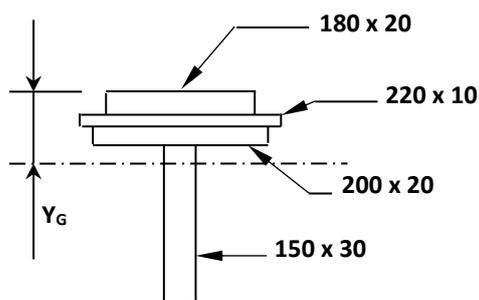
Con lo stesso significato dei simboli di cui al punto precedente, la massima pressione specifica agente sulla boccola é:

$$p_S = P / (b \cdot D_P) = 29.08 \text{ N/mm}^2$$

Press. spec. ammissibile. secondo catalogo del Costruttore  $50 \text{ N/mm}^2$

### Verifica delle rotaie

Per la trasmissione della spinta delle ruote al calcestruzzo, si considera una trave di acciaio avente la sezione tipica rappresentata in Figura 5.



Area	$A = 14300 \text{ mm}^2$
Posizione baricentro	$Y_G = 56.9 \text{ mm}$
Momento d'inerzia	$J = 4.088 \cdot 10^7 \text{ mm}^4$
Moduli di resistenza	$W_A = 7.186 \cdot 10^5 \text{ mm}^3$
	$W_C = 2.856 \cdot 10^5 \text{ mm}^3$
Momento statico	$S = 3.072 \cdot 10^5 \text{ mm}^3$

Figura 5 – Sezione rotaia

Il calcolo è svolto secondo DIN 19704 par 6.5.4. e M. HETENYI "Beam on Elastic Foundation" Ed. 1974.

Il massimo momento flettente sulla trave è:

$$M = \frac{P}{4} \cdot \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot J}{l_P \cdot k_0}} = 2.278 \cdot 10^7 \text{ Nmm}$$

essendo:

- Modulo di elasticità acciaio	$E = 206000 \text{ N/mm}^2$
- Larghezza di contatto trave-cemento	$l_p = 200 \text{ mm}$
- Modulo della fondazione (calcestruzzo)	$k_0 = 200 \text{ N/mm}^3$

Massima sollecitazione di flessione sulla trave:

$$\sigma = M / W_C = 79.76 \text{ N/mm}^2$$

- Azione di taglio	$T = P / 2 = 267.50$
kN	
- Spessore interessato al taglio	$s = 30 \text{ mm}$

Massima sollecitazione di taglio:

$$\tau = T \cdot S / (s \cdot J) = 67.01 \text{ N/mm}^2$$

Materiale della trave di supporto	S 275 JR UNI EN
10025	
Sollecitazione minima di rottura	410 N/mm <sup>2</sup>
Sollecitazione minima di snervamento	275 N/mm <sup>2</sup>
Sollecitazione ammissibile a flessione	183 N/mm <sup>2</sup>
Sollecitazione ammissibile a taglio	105 N/mm <sup>2</sup>

Massima pressione specifica sul calcestruzzo:

$$p_{SP} = \frac{T}{l_p} \cdot \sqrt[4]{\frac{l_p \cdot k_0}{4 \cdot E \cdot J}} = 7.85 \text{ N/mm}^2$$

Si considera l'utilizzo di calcestruzzo del tipo  $R_{ck} 300 \text{ kg/cm}^2 = 30 \text{ N/mm}^2$ .

La pressione specifica ammissibile sul calcestruzzo è:

$$p_{amm} = 6 + (R_{ck} - 15) / 4 = 9.75 \text{ N/mm}^2$$

## FORZE DI MANOVRA

Il battente di monte in condizioni di manovra è leggermente inferiore a quello considerato per il calcolo statico. Il carico sulla paratoia varia di conseguenza.

- Battente di calcolo sulla soglia  $H_{MS} = 13.14 \text{ m}$

Pressione media sulla paratoia:

$$p_{MM} = (H_{MS} - h / 2) \cdot 9.81 / 1000 = 0.10197 \text{ N/mm}^2$$

Pressione sulla soglia:

$$p_{MI} = H_{MS} \cdot 9.81 / 1000 = 0.12890 \text{ N/mm}^2$$

Pressione sul ciglio superiore:

$$p_{MS} = (H_{MS} - h) \cdot 9.81 / 1000 = 0.07505 \text{ N/mm}^2$$

Carico sulla paratoia:

$$Q_M = p_{MM} \cdot b \cdot h = 3807 \text{ kN}$$

### Attrito perni di rotazione

- Massimo coefficiente di attrito boccole  $\mu_{BMAX} = 0.2$

- Minimo coefficiente di attrito boccole  $\mu_{BMIN} = 0.05$

- Diametro delle ruote  $D = 490 \text{ mm}$

- Diametro dei perni  $D_P = 120 \text{ mm}$

Forza massima di attrito dei perni:

$$F_{PS} = Q_M \cdot (D_P / D) \cdot \mu_{BMAX} = 186.47 \text{ kN}$$

Forza minima di attrito dei perni:

$$F_{PI} = Q_M \cdot (D_P / D) \cdot \mu_{BMIN} = 46.62 \text{ kN}$$

### Attrito volvente

- Eccentricità della risultante del carico sulle ruote  $e = 0.5 \text{ mm}$

Con lo stesso significato dei simboli di cui sopra:

$$F_R = Q_M \cdot e / (D / 2) = 7.77 \text{ kN}$$

### Attrito delle guarnizioni di tenuta

- Interasse tenute laterali  $b = 6800 \text{ mm}$

- Interasse tenute orizzontali  $h = 5490 \text{ mm}$

- Forza di precarica delle guarnizioni  $f_p = 1 \text{ N/mm}$

- Larghezza equivalente di carico delle guarnizioni  $L_e = 24.0 \text{ mm}$

- Coefficiente d'attrito massimo guarnizioni  $\mu_{GMAX} = 0.8$

- Coefficiente d'attrito minimo guarnizioni

$$\mu_{\text{GMIN}} = 0.2$$

Forza d'attrito massima dovuta alle guarnizioni:

$$F_{\text{GMAX}} = [(L_e \cdot p_{\text{MS}} + f_p) \cdot b + (L_e \cdot p_{\text{MM}} + f_p) \cdot h \cdot 2] \cdot \mu_{\text{GMAX}} = 45.52 \text{ kN}$$

Cautelativamente, nel calcolo della forza di attrito minima, non si tiene conto della forza di precarica in quanto potrebbe variare nel tempo, inoltre si considera una posizione in cui la guarnizione superiore non sia ancora entrata in contatto con la controsede.

$$F_{\text{GMIN}} = L_e \cdot p_{\text{MM}} \cdot h \cdot 2 \cdot \mu_{\text{GMIN}} = 5.37 \text{ kN}$$

### Spinta idraulica verticale

La distribuzione delle pressioni idrauliche e la larghezza delle zone caricate sono rappresentate in Figura 6.

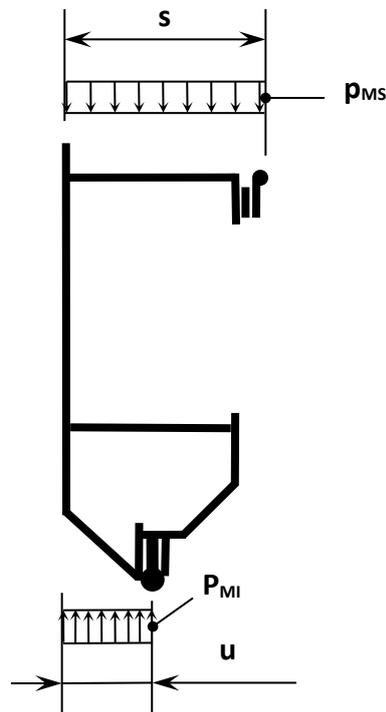
- Interasse tenute laterali

$$b = 6800 \text{ mm}$$

- Coefficiente di massimo downpull

$$\varphi_d = 0.5$$

Per tenere conto della situazione più cautelativa, si considera il downpull nel calcolo della massima forza in frenatura, mentre quando si verifica la possibilità di chiusura per peso proprio, il downpull viene considerato nullo (condizione effettiva in prossimità della chiusura completa).



$$s = 1067.5 \text{ mm}$$

$$u = 400 \text{ mm}$$

$$p_{\text{MS}} = 0.07505 \text{ N/mm}^2$$

$$p_{\text{MI}} = 0.12890 \text{ N/mm}^2$$

Figura 6 – Spinte idrauliche verticali

Forza idraulica verticale verso il basso in frenatura:

$$F_{\text{IF}} = (p_{\text{MS}} \cdot s - p_{\text{MI}} \cdot u \cdot \varphi_d) \cdot b = 369.48 \text{ kN}$$

Forza idraulica verticale verso il basso in prossimità della chiusura:

$$F_{\text{IC}} = (p_{\text{MS}} \cdot s - p_{\text{MI}} \cdot u) \cdot b = 194.18 \text{ kN}$$

### Peso della paratoia

Il peso totale della paratoia con gruppi ruota e guarnizioni è:

$$P_P = 22000 \text{ kg} = 215.82 \text{ kN}$$

Il peso proprio del cilindro e dell'olio contenuto è circa:

$$P_{CIL} = 2000 \text{ kg} = 19.62 \text{ kN}$$

Peso complessivo:

$$P_W = P_P + P_{CIL} = 235.44 \text{ kN}$$

### Verifica della possibilità di chiusura sotto flusso

Occorre verificare se, durante la chiusura in emergenza, la paratoia è in grado di terminare la manovra per gravità, col meccanismo oleodinamico che funziona solo come freno.

Come previsto dalla norma DIN 19704, si considera un coefficiente di sicurezza sulle forze di attrito pari a 1.25.

Forza residua durante la chiusura (non si considera il peso del cilindro poiché non agisce completamente):

$$F_C = P_P + F_{IC} - 1.25 \cdot (F_{PS} + F_R + F_{GMAX}) = 110.30 \text{ kN}$$

La forza residua è ampiamente sufficiente per chiudere la paratoia e precaricare la guarnizione di soglia.

### Forza massima in frenatura

Per determinare il valore massimo della forza, si considerano gli attriti minimi (trascurando l'attrito volvente) e la condizione di massimo downpull.

$$F_F = P_W + F_{IF} - F_{PI} - F_{GMIN} = 552.93 \text{ kN}$$

### Meccanismo di manovra

- Dimensioni del cilindro oleodinamico Ø 220 / 110 mm
- Area di spinta: A = 28510 mm<sup>2</sup>

Pressione massima in apertura:

$$p = F_F / A = 194 \text{ bar}$$

**TRAVE DI SUPPORTO DEL CILINDRO**

La forza massima che deve essere sostenuta dalla trave di supporto è  $F_F$ :

Lo schema di calcolo è rappresentato in Figura 7.

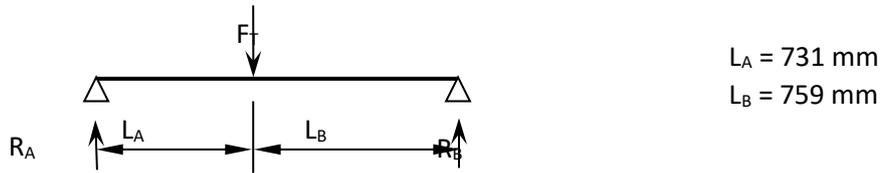


Figura 7 – Trave supporto cilindro

Risulta:

$$R_A = F_F \cdot L_B / (L_A + L_B) = 281.66 \text{ kN}$$

$$R_B = F_F - R_A = 271.27 \text{ kN}$$

Momento flettente massimo:

$$M_{\max} = R_A \cdot L_A = 2.059 \cdot 10^8 \text{ Nmm}$$

La trave di supporto è costituita da due profilati accoppiati tipo CNP 400, aventi ciascuno le seguenti caratteristiche:

- Area	$A = 9150 \text{ mm}^2$
- Momento d'inerzia	$J = 2.035 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$
- Modulo di resistenza	$W = 1.020 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$

Massima sollecitazione sulla trave:

$$\sigma = M_{\max} / (2 \cdot W) = 100.93 \text{ N/mm}^2$$

Si utilizza il materiale indicato al paragrafo 2, pertanto la sollecitazione rientra entro i valori ammissibili.